AVALIAÇÃO DOS PROCESSOS DE TRANSPOSIÇÃO ARTIFICIAL DE SEDIMENTOS EM EMBOCADURAS

JOÃO PEDRO TORRES PINHEIRO

Relatório de Projecto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM HIDRÁULICA, RECURSOS HÍDRICOS E AMBIENTE

Orientador: Professor Doutor Fernando Veloso Gomes

Co-Orientador: Professor Doutor Francisco Taveira Pinto

JULHO DE 2008

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

http://www.fe.up.pt

RESUMO

A transposição artificial de sedimentos nunca foi aplicada em Portugal. Internacionalmente, estes sistemas têm vindo a ser implementados com relativo sucesso, minorando os problemas de assoreamento dos canais de navegação em embocaduras, e de erosão das praias adjacentes. Neste trabalho apresenta-se uma apreciação geral da problemática das embocaduras de portos, transporte sedimentar litoral e erosão costeira associada, estudando potencialidades da aplicação de sistemas de transposição artificial.

Foram estudados os fenómenos responsáveis pelo assoreamento/erosão de embocaduras e praias adjacentes. Foram estudados casos internacionais de sistemas de transposição artificial em termos do seu sucesso, das suas características técnicas, equipamento, potencialidades, limitações, custos e problemas associados. O objectivo final será propor possíveis soluções baseadas em sistemas de transposição artificial, a casos portugueses.

PALAVRAS-CHAVE: transporte litoral, assoreamento/erosão, embocaduras, transposição artificial, Portugal

ABSTRACT

Artificial sediment bypassing has never been tested in Portugal before. Worldwide, these systems have been used with some success, reducing the accretion problems at navigation channels, and erosion at adjacent beaches. In this project it is provided a general appreciation of the inlet and harbour sediment management problems, littoral drift and coastal erosion, in the perspective of artificial sand bypass applications.

The phenomena responsible for accretion/erosion at inlets and adjacent beaches were carefully studied. International bypassing systems were reviewed, in their technical characteristics, equipment, possibilities, limitations, costs and associated problems. The final objective will be to propose possible solutions of artificial bypassing systems, to portuguese cases.

KEYWORDS: littoral drift, accretion/erosion, inlets, artificial bypassing, Portugal

ÍNDICE GERAL

ÍNDICE DE FIGURAS

ÍNDICE DE QUADROS

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

Q_e – transporte litoral para a ‘esquerda’

Q_d – transporte litoral para a ‘direita’

Q_t – transporte litoral total

Q_{net} – balanço de massas sedimentares

h_1 – altura de água acima da crista do descarregador

q – caudal que passa pelo descarregador

V_c – Volume teórico de uma típica cratera de dragagem

d_c – profundidade abaixo do nível dos fundos

b – largura do fundo da cratera

m – inclinação da cratera

T_e – tempo de esvaziamento da cratera

E - capacidade volumétrica da bomba (em termos de balanço)

S - taxa volumétrica média de enchimento da cratera durante e depois de uma dada operação de dragagem

T_b - tempo entre o início de eventos subsequentes de dragagem

TMDC - transporte marítimo de curta distância

ZH – zero hidrográfico

POOC – plano de Ordenamento da Orla Costeira

PROT.CL – Plano Regional de Ordenamento do território do Centro Litoral

EIA – Estudo de Impacte Ambiental

LTC – ‘Long Term Configuration’

H_1 – profundidade de água a que se encontra o sedimento a ser recolhido

H_2 – e o desnível entre o nível médio da água do mar e a cota da berma da praia

Q – caudal bombado pela bomba

1

APRESENTAÇÃO E ENQUADRAMENTO DO ESTUDO

1.1. NECESSIDADE DA TRANSPOSIÇÃO ARTIFICIAL COMO MEDIDA DE MITIGAÇÃO DE IMPACTES

A construção de quebramares com a função de promover condições de navegabilidade estáveis em portos ou embocaduras de estuários resulta usualmente, na interrupção do transporte natural de sedimentos ao longo da costa. A areia que antes encontrava o seu caminho do lado barlamar da embocadura para sotamar através de processos naturais, passa a ficar retida a barlamar da estrutura portuária ou é afastada da costa não percorrendo o seu anterior percurso para sotamar.

O facto de as condições naturais de transporte de sedimentos ao longo da costa serem alteradas pela construção da estrutura cria geralmente graves problemas ao próprio funcionamento desta. A acumulação de sedimentos no interior do porto ou no canal de navegação pode prejudicar as condições de navegabilidade devido às baixas profundidades, tendo levado historicamente ao encerramento de diversos portos por todo o mundo durante períodos do ano (dependendo da estação climática) ou à realização de dragagens de manutenção para reposição das condições.

Como o sedimento fica aprisionado no interior do porto ou nos quebramares, as praias a sotamar deixam de ser alimentadas pelo transporte natural de areias. No entanto continuam a ser solicitadas pelos agentes transportadores (ondas e marés) o que cria um desequilíbrio de massas sedimentares que leva inevitavelmente à erosão destas praias, recuando por vezes centenas de metros, com consequências dramáticas para a economia local, turismo e mesmo para a estabilidade das estruturas junto à costa.

De modo a mitigar estes problemas desenvolveram-se metodologias para promover a transposição dos sedimentos por meios artificiais. Estes métodos começaram a ser implementados ao longo do século 20 (nomeadamente nos EUA e mais recentemente com elevado sucesso na Austrália) mas raramente foram realizados projectos de estabilização de embocaduras em que os sistemas de transposição artificial fizessem parte integrante destes. As estruturas portuárias eram geralmente realizadas sem nenhum sistema de transposição planeado, e ao fim de algum tempo surgiam os primeiros problemas levando geralmente ao recurso a dragagens de elevado custo ou só então à implementação de um sistema de transposição artificial.

Existem diversos tipos de configurações para sistemas de transposição artificial. Podem ser agrupados em três tipos gerais: fixos, móveis, semi-móveis ou uma combinação dos anteriores. Basicamente, procura-se aprisionar ou armazenar o sedimento em locais específicos onde seja mais fácil a sua recolha e a operação dos equipamentos necessários. Esses locais denominam-se como 'sediment traps' e podem estar localizados fora ou no interior da estrutura portuária. Posteriormente o

objectivo é então o de transferir estas areias para as praias a sotamar, através de um sistema de bombagem e tubagens. Todos estes processos serão explanados com pormenor ao longo deste trabalho.

1.2. DESCRIÇÃO GERAL DE CASOS PORTUGUESES

Sendo Portugal um país com uma vasta costa virada para o oceano Atlântico com várias infra-estruturas portuárias e marítimas que exigem quebramares de protecção e canais de navegação no acesso, a transposição artificial de sedimentos é naturalmente um tema de relevo. Desde sempre que os portos portugueses, como aliás na generalidade dos países, são usados como importantes e fundamentais interfaces para o comércio e economia, contribuindo para o desenvolvimento das nações. Com a crescente intensidade das trocas comerciais, as exigências em relação às infra-estruturas portuárias passaram a ser progressivamente maiores, nomeadamente nas profundidades mínimas nos canais de navegação e de acesso, devido às cada vez mais exigentes necessidades requeridas pelos navios, que são eles próprios cada vez maiores. Assim, é natural que o recurso a dragagens no interior dos portos e nos canais de navegação se tenha vindo a tornar cada vez mais frequente ao longo dos anos, sendo hoje em dia uma actividade fundamental para manter a navegabilidade e consequentemente a própria actividade económica e comercial atribuída às instalações portuárias.

Em Portugal a agitação marítima na costa atlântica é caracterizada por uma elevada energia. A dinâmica marinha actual na costa portuguesa é essencialmente condicionada pela circulação atmosférica a oeste, no Atlântico. Durante a maior parte do ano, com o anticiclone próximo dos Açores, existe ondulação de WNW. A menos frequente ondulação de W e SW está associada a focos depressionários e à passagem das respectivas superfícies frontais.

A esta agitação marítima de grande intensidade, está associada uma também intensa dinâmica sedimentar na costa portuguesa, sendo responsável pelo transporte de elevados volumes anuais de sedimento através da agitação e correntes marítimas ao longo da costa, o que tem consequências não só para os portos em si, mas também para os estuários, rios, embocaduras e praias associadas. Para além dos elevados volumes de transporte, a elevada energia e irregularidade da agitação marítima na costa portuguesa levanta também grandes problemas para os projectistas devido à sua ‘imprevisibilidade’, em termos não só das intensidades como também das direcções das ondas e correntes e dos fluxos de transporte associados, existindo por vezes grandes variações nos estados de agitação de ano para ano.

Está assim justificado o facto de o recurso a dragagens portuárias para manutenção da navegabilidade ser uma prática comum e indispensável nas barras e canais de navegação dos portos portugueses que ficam assoreados por sedimentos marinhos (também fluviais, mas com maior relevância em caso de cheias). O objectivo final deste trabalho será o estudo de potenciais alternativas às dragagens tradicionais nos portos e praias portuguesas, que largam os sedimentos no mar ou os usam para fins comerciais contribuindo para a erosão das praias adjacentes, por processos de transposição artificial de sedimentos que minimizem o problema da navegabilidade portuária mas que ao mesmo tempo tragam também um benefício ambiental, transpondo os sedimentos para as praias em erosão. Estes sistemas embora já implementados e explorados com sucesso em outros países (nomeadamente os Estados Unidos e também a Austrália) nunca foram implementados em Portugal.

Serão analisados a ‘grande escala’ (em termos dos volumes transportados pela deriva litoral) os portos da Figueira da Foz, Aveiro e o caso das praias da Costa da Caparica, e a ‘pequena escala’ os casos da Praia da Aguda e Vila Praia de Âncora.

2

PROCESSOS SEDIMENTARES E HIDROMORFOLÓGICOS RELEVANTES

2.1. AGITAÇÃO MARÍTIMA E TRANSPORTE SEDIMENTAR AO LONGO DA COSTA

2.1.1. AGENTES RESPONSÁVEIS PELO TRANSPORTE DE SEDIMENTOS AO LONGO DA COSTA

O espaço onde o mar e o terreno se encontram, é uma zona terrestre extremamente dinâmica e energética, com vários agentes e forças da Natureza interagindo entre si, dando origem a complexos fenómenos. Em termos da engenharia costeira, a compreensão e caracterização destes fenómenos sempre foi da maior importância, de modo a se poder projectar convenientemente as obras de defesa costeira.

Os casos de erosão costeira, que se verificam um pouco por todo o mundo, são o resultado de diversos fenómenos naturais. A intervenção do Homem na Natureza, com a construção de portos, esporões, quebramares, obras de retenção, barragens, etc, provocou em diversas situações, um desequilíbrio nos processos naturais, dando origem à erosão nas praias adjacentes.

Os agentes mais influentes no transporte sedimentar são as ondas geradas ao largo pelo efeito dos ventos e ciclones e que ao chegar junto à costa rebentam, provocando a suspensão das partículas sólidas e promovendo esse transporte. O efeito das correntes oceânicas e a oscilação das marés é mínimo. O efeito das marés ganha significado quando as velocidades aumentam, como em embocaduras, e o transporte que originam é transversal à linha de costa, provocando alterações localizadas na sua morfologia. O transporte litoral pode também resultar de correntes de refracção e difracção geradas pelo encontro entre as ondas incidentes e estruturas, ou locais destacados da costa como cabos.

À medida que as ondas progridem em direcção à costa, a diminuição das profundidades provoca o seu empolamento, diminuindo em comprimento e aumentando em altura, até um limite em que ocorre a rebentação. A este fenómeno da rebentação associam-se duas zonas distintas de acção em relação ao transporte sedimentar. Existe uma chamada zona de rebentação ou ‘surf zone’ entre a praia e o local onde as ondas começam a rebentar, e uma ‘offshore zone’ ao largo, que se encontra para lá do local onde as ondas começam a rebentar - Richard Silvester, John R S Hsu (1997). O transporte sedimentar entre o local onde as ondas começam a rebentar e a berma da praia é determinante no que à deriva litoral diz respeito (figura 2.1).

O transporte sedimentar longitudinal está entre os processos mais importantes no controlo da morfologia costeira, envolvendo por vezes valores na ordem dos milhões de metros cúbicos

movimentados anualmente. Em função do balanço sedimentar (saldo entre o volume de sedimentos que entra e o que sai, numa 'célula' em análise, num determinado período de tempo) as praias entram em erosão, acumulam sedimento ou continuam estáveis. Assim sendo a compreensão deste transporte é essencial para a práctica da engenharia costeira.

2.1.2. Transporte litoral

O transporte litoral, ou transporte de sedimento suspenso na água do mar e nos fundos ao longo da costa, é produto de uma interacção entre as tempestades ocorrentes em dado trecho, e as posteriores 'calmarias', onde ondas mais pequenas e muito menos energéticas actuam. Estes dois processos, têm efeitos opostos no movimento transversal do sedimento. As ondas actuantes durante os períodos de tempestade retiram o sedimento da berma da praia ou mesmo das dunas, depositando-o num banco de areia submerso fora da praia denominado por 'offshore bar'. As ondas mais pequenas e menos energéticas, mas muito mais persistentes, posteriores às tempestades, por sua vez, voltam a transportar o sedimento depositado nesse banco de areia 'offshore' para a berma da praia.

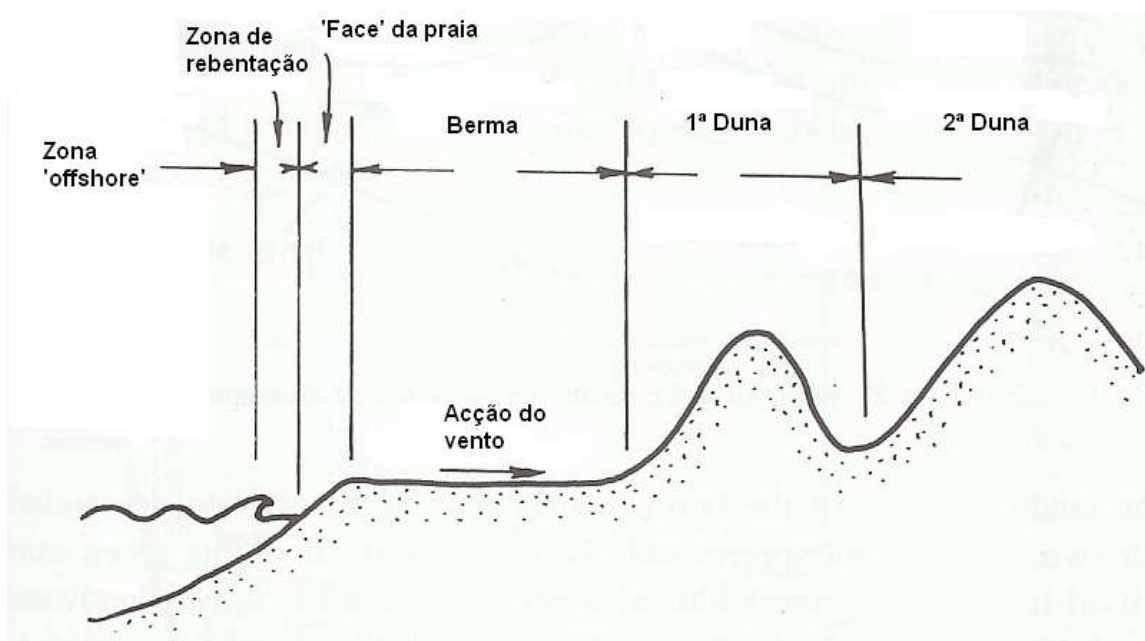



Figura 2.1 – Configuração tipo de uma praia (Richard Silvester, John R S Hsu – 1997)

O problema é que as ondas que voltam a transportar o sedimento para a berma da praia incidem com uma obliquidade em relação à linha de costa, o que significa que embora voltem a transportar o sedimento para a berma da praia, não o transportam para o mesmo local de onde este foi retirado durante o período de tempestade, dando assim origem ao transporte litoral de sedimentos ao longo da costa (deriva litoral). É esta persistente obliquidade que cria os problemas de acumulação ou erosão das praias, porque as interrupções naturais ou antrópicas do transporte litoral interagem com esse movimento, provocando desequilíbrios.

A construção de estruturas portuárias e de defesa costeira como quebramares e esporões provoca uma interrupção do transporte litoral ou deriva litoral, criando acumulação de sedimento a barlamar, e erosão das praias a sotamar. Para além dessas estruturas, a contínua necessidade de acomodar navios com cada vez maior calado, levou a grandes investimentos em dragagens dos canais de navegação,

que são cada vez mais profundos, e estes canais interferem com o transporte litoral da mesma forma que um quebramar, retendo e promovendo a acumulação de sedimentos.

2.1.2.1. Movimento sedimentar durante o período de tempestade

Quando um ciclone ou um sistema de ventos fortes está a actuar na proximidade de uma costa, as ondas vão rebentando ao mesmo tempo que continuam a receber energia. Estas podem ser denominadas de ondas de tempestade – Richard Silvester, John R S Hsu (1997). As ondas de tempestade deslocam grandes massas de água, com diversos períodos e alturas de onda correspondentes. Estas ondas atingem a costa com períodos de poucos segundos e grandes volumes de água são lançados contra a berma da praia, que rapidamente satura.

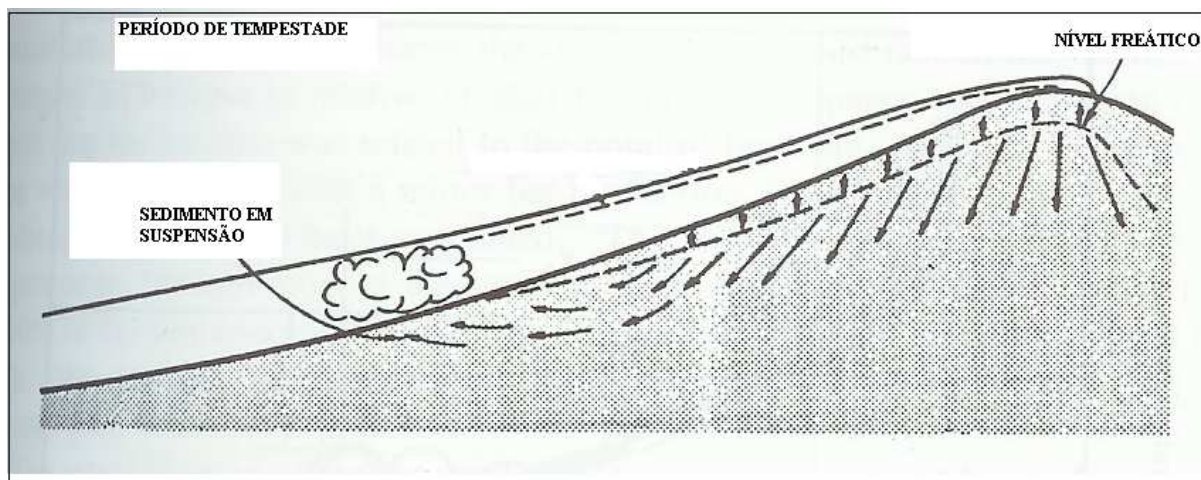



Figura 2.2 – Fenómenos ocorrentes durante o período de tempestade (Richard Silvester, John R S Hsu – 1997)

Esta situação está representada na figura 2.2 onde se vê que a superfície freática é quase coincidente com a linha da berma. A energia associada ao espraiamento é quase a mesma que existe no refluxo, de tal modo que a areia é arrastada ao longo da berma até à zona do ressalto hidráulico, que é maior que o criado pelas ondas ‘normais’ ou ondas fora do período de tempestade. Este é uma das causas pelas quais o sedimento é colocado em suspensão e a berma é erodida pelas ondas de tempestade - Richard Silvester, John R S Hsu (1997). O outro factor responsável pela erosão da berma, é o elevado fluxo de água infiltrado na areia que regressa ao mar. Na zona do ressalto hidráulico, este fluxo move-se quase verticalmente, causando um efeito de liquefacção das areias, aumentando a quantidade de sedimento suspenso e escavando a extremidade da berma que vai recuando progressivamente - Richard Silvester, John R S Hsu (1997). As bermas não são os únicos locais da praia que podem ser severamente afectados durante as tempestades, pois também as dunas estão sujeitas a ser atingidas e até mesmo desaparecer de forma rápida.

O sedimento retirado da berma e/ou dunas, é então transportado para um banco de areia submerso afastado da berma, um banco de areia ‘offshore’. No início da tempestade a taxa de transporte para este banco é alta, mas vai diminuindo à medida que este se vai formando, por enfraquecimento das forças erosivas, pois a criação deste banco de areia ‘offshore’ é a maneira da Natureza proteger a praia, dissipando parte da energia das ondas incidentes neste banco. A formação do banco de areia submerso é proporcional à erosão da berma ou duna da praia. No entanto se a duração da tempestade for grande, a contínua acção das ondas, irá continuar a transportar material afastando-o da costa - Richard Silvester, John R S Hsu (1997).

A primeira tempestade de Inverno poderá ser aquela que terá efeitos mais dramáticos, já que todo o material acumulado durante o período de Verão, onde as ondas são pequenas e pouco energéticas, será parcialmente ou completamente removido para fora da praia, para a formação do banco de areia submerso de protecção. Em princípio as tempestades seguintes poderão ser menos dramáticas, a não ser que sejam acompanhadas de maiores níveis de maré ou alturas de onda, ou que sejam de maior persistência - Richard Silvester, John R S Hsu (1997). Durante o período de tempestade não existe transporte ao longo da costa, sendo o sedimento apenas transportado transversalmente a esta, para o banco de areia submerso.

2.1.2.2. Dinâmica sedimentar após o período de tempestade

Após as tempestades, que são esporádicas, segue-se um período de ‘calmaria’ com ondas muito menos energéticas a atingir a costa. Este tipo de ondas mais pequenas e menos energéticas, ocorre durante a maior parte do ano, e como já foi dito, incidem usualmente com uma persistente obliquidade. Em resumo pode-se dizer que estas ondas são pequenas em altura, persistentes em direcção e duração e com variabilidade energética ao longo do tempo - Richard Silvester, John R S Hsu (1997). Devido a estas características, estas ondas influenciam o transporte sedimentar ao longo da costa e a sua direcção. As ondas que atingem a praia logo após os períodos de tempestade são aquelas com maior influência e contributo para as taxas do transporte sedimentar, já que é nesta altura que existe mais sedimento ‘offshore’ disponível para ser carregado - Richard Silvester, John R S Hsu (1997).

Durante a propagação das ondas pela zona de rebentação ou ‘surf zone’, o material do banco de areia submerso é carregado em suspensão até à berma. Após a rebentação das ondas, ocorre o espraiamento destas sobre a berma. Como pode ser visto na figura 2.3, a água infiltra-se na areia até a superfície freática, sendo eventualmente devolvida ao mar. Durante o refluxo, a energia é menor que no espraiamento, bem como a massa líquida em movimento devido à percolação sofrida. Assim a água não consegue transportar muito do sedimento carregado de volta ao mar. Para além disso o ressalto hidráulico associado a este escoamento é pequeno. Em resultado disto, estas ondas, espaçadas de vários segundos entre si, depositam o sedimento na berma, promovendo a sua acumulação. No entanto esta acumulação, continua apenas enquanto existe material ‘offshore’ disponível para ser carregado pelas ondas que rebentam - Richard Silvester, John R S Hsu (1997).

A inclinação do talude da berma da praia depende da granulometria do sedimento. Material mais fino produz inclinações mais suaves que as areias mais grossas. Quando o material é depositado na praia, a areia está muito solta, mas à medida que as ondas continuam a incidir, esta torna-se mais compacta - Richard Silvester, John R S Hsu (1997).

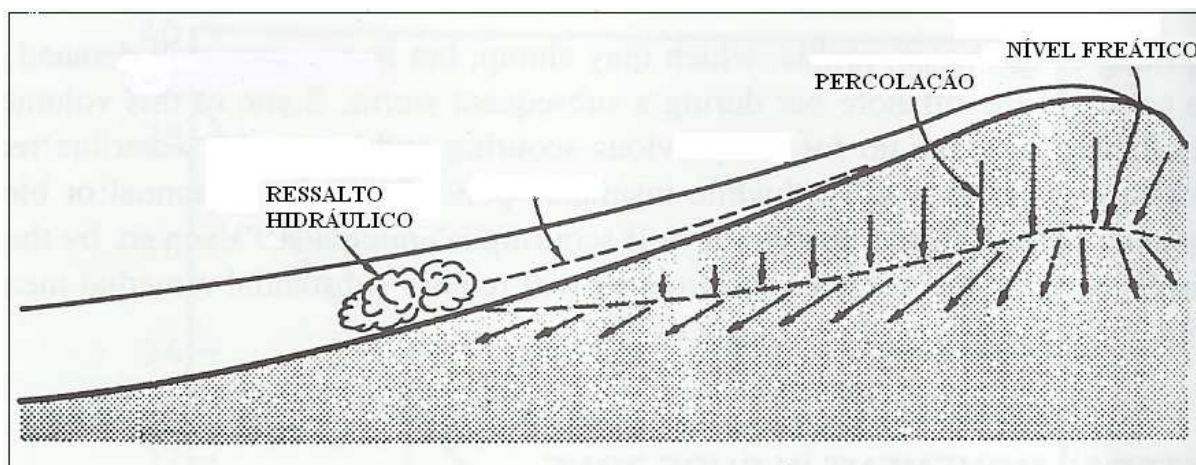



Figura 2.3 – Fenómenos ocorrentes após o período de tempestade (Richard Silvester, John R S Hsu – 1997)

2.1.3. Efeito das marés, correntes oceânicas e condições estuarinas

Em termos do transporte sedimentar, as marés apenas promovem o transporte transversal em relação à costa. Em geral as velocidades do escoamento assim criadas são pequenas e têm pouca relevância nas taxas de transporte sedimentar anuais, mas ganham significado no caso de existirem estreitamentos, como em embocaduras artificiais ou naturais. No entanto quanto maior for a amplitude da maré, maior será a área de influência das ondas durante os períodos de tempestade, e maiores serão os níveis de erosão. Historicamente, tem sido registado que as tempestades mais devastadoras acontecem durante os períodos de preia-mar - Richard Silvester, John R S Hsu (1997).

As correntes oceânicas eram tidas como uma força muito mais influente nas taxas de transporte litoral anuais que as ondas que atingem a costa. Mas hoje sabe-se que não é assim. É um facto que existem costas onde o transporte litoral se dá precisamente na direcção contrária às mais importantes correntes. Ainda assim, em certas condições, estas correntes podem ter velocidades consideráveis e provocar um efeito nas ondas incidentes, alterando as suas características, e assim a sua capacidade de transportar sedimento.

Devido à interacção entre a água salgada e a água doce, os estuários são zonas especiais onde existe uma estratificação da massa líquida resultante das diferenças de densidade. Cria-se uma interface entre as duas massas líquidas, com a água doce escoando à superfície (menos densa) na direcção do mar, e a água salgada escoando por baixo na direcção do estuário. O efeito desta corrente marítima direccionada para o estuário é intensificado em período de enchente. Em geral pode ser dito que uma forte corrente direccionada para o interior do estuário ocorre a partir dos fundos, enquanto que uma corrente direccionada para o mar ocorre pela superfície, através da interface água salgada/doce. Existem pontos onde os movimentos sedimentares de ambas as correntes ao longo desta interface se anulam mutuamente, promovendo assim a acumulação do sedimento, cuja localizaçao depende da posição da interface e do ciclo da maré. Os rios são as principais fontes de alimentação de sedimento para as praias, contribuindo com enormes volumes anuais, que entram no sistema litoral, alimentando a costa. Por este facto, e pelo que foi dito antes, os estuários têm uma grande tendência para acumular sedimento. No entanto durante períodos de grande tempestade, sedimento acumulado durante décadas pode ser varrido em horas - Richard Silvester, John R S Hsu (1997).

Actualmente devido à regularização dos troços fluviais por acção do Homem, a massa sedimentar transportada para os estuários e sistema litoral, tem vindo a diminuir progressivamente.

2.1.4. Balanço de massas sedimentares e transporte total

Embora globalmente exista uma direcção predominante em relação ao transporte litoral, geralmente as ondas atingem a costa provenientes de diferentes quadrantes, produzindo por vezes alterações diárias, e conforme a estação climática, da direcção de transporte. Definindo duas direcções possíveis para o transporte longitudinal como sendo para a esquerda ou direita da costa, pode-se dizer que este se poderá verificiar parte do ano para um lado e parte para o outro – CEM (2003).

Denominando o transporte para a esquerda como Qe e para a direita como Qd, sendo Qd um valor positivo e Qe um valor negativo, então o balanço anual de massas sedimentares é definido como $Qnet = Qd + Qe$. O balanço de massas será então positivo e dirigido para a direita se $Qd > Qe$ e negativo dirigido para a esquerda se $Qd < Qe$. O balanço anual pode variar teoricamente desde zero até grandes magnitudes estimadas em um milhão de metros cúbicos de areia por ano em alguns locais. O transporte total de massas Qt é definido por $Qt = |Qd| + |Qe|$. É possível ter um elevado transporte total e no entanto o balanço de massas sedimentares estar próximo de zero – CEM (2003).

Estes dois conceitos distintos de transporte longitudinal (transporte total e balanço de massas) têm diferentes aplicações em engenharia. Por exemplo o transporte total pode ser utilizado para prever as taxas de acumulação de sedimento em canais de navegação, enquanto o balanço de massas está mais relacionado com as taxas de acumulação e erosão das praias junto aos quebramares – CEM (2003).

2.1.5. Avaliação da magnitude e direcção do transporte litoral

Para além da compreensão dos fenómenos envolvidos no transporte sedimentar litoral, é necessário avaliar as direcções e magnitudes desse mesmo transporte. Esta avaliação é fulcral para o estudo da erosão costeira, e para qualquer projecto de estruturas marítimas ou de protecção costeira.

Diversas hipóteses têm sido estudadas para estabelecer as direcções e magnitude do transporte longitudinal. A maior parte destas estão relacionadas com o balanço de massas $Qnet$, já mencionado no ponto 2.1.4. A interrupção do fluxo natural de sedimento por grandes estruturas como quebramares ou mesmo esporões pode fornecer as melhores indicações da direcção seguida pelo sedimento em termos do seu balanço de massas, a longo prazo, e pode ser também um excelente indicador da sua magnitude. Os registos dos volumes e locais das dragagens portuárias, quando disponíveis, são também excelentes indicadores dos caminhos de transporte sedimentar, e da sua taxa de acumulação. Os primeiros dados relacionando taxas de transporte sedimentar com as condições de agitação marítima existentes, foram obtidos por Watts (CEM - 1953) no 'Lake Worth Inlet', Florida fazendo uso de quantidades medidas de areia bombada sobre os quebramares. A melhor correlação foi conseguida a partir de volumes mensais de balanço de massas. Um subsequente número de estudos baseou-se na mesma metodologia. Este tipo de estudos é de grande valor pois está intimamente ligado às quantidades de sedimento envolvidas no planeamento de projectos e nas quantidades a ser transpostas artificialmente numa embocadura ou porto – CEM (2003).

Outros indicadores geomorfológicos da direcção do transporte incluem a translação espacial de embocaduras por efeito do movimento sedimentar ao longo da costa ou ainda alterações da morfologia costeira como dunas, cabos, baías, ilhas e bancos de areia – CEM (2003). A avaliação correcta destes dados requer repetidas observações ao longo dos anos, e o recurso a elementos como fotografias aéreas da costa. Para que as estimativas tenham significado é necessário que os dados se refiram a

registos ao longo de uma década ou mais, de modo a que os resultados representem o balanço de massas a médio e longo prazo.

A granulometria do sedimento e a sua composição são factores por vezes utilizados para prever direcções bem como a proveniência de sedimentos. É normalmente aceite que uma diminuição do tamanho dos grãos de areia de uma praia ao longo da sua costa fornece uma indicação da direcção de transporte do balanço de massas $Qnet$. Este facto é por vezes verdadeiro, mas variações na granulometria podem também ser o produto de variações nos níveis energéticos das ondas incidentes ao longo da costa ou outros factores que não têm relação com o transporte longitudinal de sedimentos – CEM (2003). A identificação de minerais únicos nas areias tem também sido usada como indicador na determinação de caminhos de transporte. Como exemplo Trask (1952,1955 - CEM) demonstrou que a areia que se depositava no porto de 'Santa Barbara', Califórnia era originária a mais de 160 quilómetros a barlamar da estrutura, utilizando o mineral pesado augite. As metodologias apresentadas tem de ser encaradas com algum cuidado, de modo a não se cometerem erros de interpretação dos fenómenos.

Para além destes existem outros processos com o intuito da avaliação da direcção e magnitude do transporte sedimentar litoral. Entre os quais:

- Marcar o sedimento natural da praia com um indicador fluorescente. Os indicadores são inseridos na 'surf zone' ou zona de rebentação, efectuando-se posteriormente recolhas de material em diversos locais para determinar a sua distribuição;
- O transporte de sedimento suspenso tem sido largamente estudado. Um processo será bombar água da área de rebentação contendo material suspenso. Esta técnica tem a vantagem de permitir o processamento de grandes quantidades, dando uma certa confiança de que as amostras sejam representativas das concentrações de sedimento nessa zona;
- Outro método para medir as concentrações de material suspenso é com armadilhas. São normalmente estruturas verticais que armazenam o sedimento mas que permitem a passagem da água, podendo assim ser utilizadas para examinar a distribuição vertical de sedimento suspenso. Podem ser colocadas em qualquer local da zona de rebentação;
- O único método para medida do transporte de material dos fundos, é o recurso a armadilhas dos fundos ('bed-load-traps');

No entanto estas técnicas não apresentam resultados com significado a 'longo-prazo', podendo ser relacionadas com modos específicos de transporte (seja suspenso ou dos fundos) mas não possuindo grande significado em termos das quantidades transportadas a longo prazo, que são as de maior interesse para projectos de engenharia costeira.

A quantificação da capacidade potencial de transporte sedimentar, pode ser obtida através de modelos matemáticos, cuja apresentação e metodologia sai do âmbito deste trabalho, e pode ser por exemplo consultada no Coastal Engineering Manual.

2.2. Problemática das embocaduras

2.2.1. Controlo de sedimentos numa embocadura. Embocaduras naturais e artificiais

Uma embocadura faz a ligação entre um grande e aberto corpo de água (oceano, mar, lago) com um geralmente mais pequeno (baía, lagoa, rio ou estuário) através de um corpo de terra como uma

barreira de areia. São zonas da costa com características hidrodinâmicas e de dinâmica sedimentar especiais e complexas devido ao facto de estabelecerem uma ligação onde diversas forças da natureza interagem entre si. A garganta da embocadura é a região com a menor área em secção transversal e por isso maiores velocidades. Um canal define a zona da embocadura com maior profundidade, podendo existir vários canais que podem migrar, desaparecer ou alternar. O denominado canal de navegação é aquele que é mais profundo a dada altura ou dragado para fins de navegabilidade. Uma embocadura de maré ou 'tidal inlet' possui um significativo escoamento dirigido tanto para dentro como para fora da sua garganta em função das flutuações do nível de água devido às marés, enquanto que as embocaduras fluviais são dominadas por descargas a partir de rios e pouco afectadas pela oscilação do nível do mar relacionado com as marés astronómicas. A presença das embocaduras na linha de costa tem grande influência nas direcções e fluxos do transporte litoral, e devem ser por isso alvo de um estudo cuidado em termos de controlo de sedimentos.

Sem a construção de quebramares ou esporões para estabilização de embocaduras, e sem recurso a dragagens, as embocaduras naturais têm tendência a ganhar irregularidades no traçado, perder profundidade ou até a sofrer migração do canal de navegação ao longo da costa por acção das ondas e correntes de maré incidentes. Uma embocadura estabilizada por estruturas como quebramares ou esporões pode assim ser denominada como sendo uma embocadura artificial.

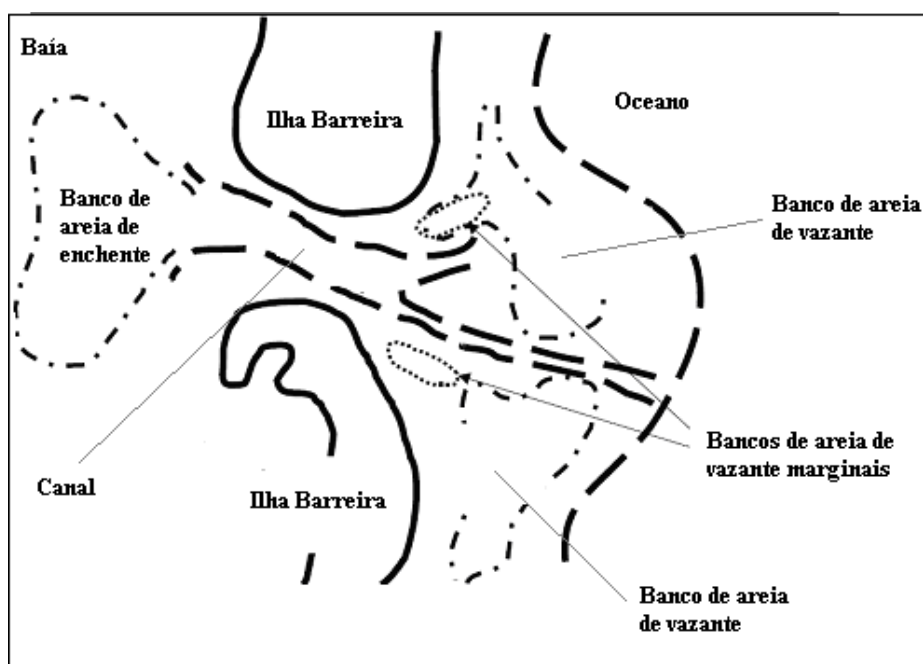



Figura 2.4 – Embocadura natural ou não estabilizada (CEM - 2003)

A construção de quebramares/esporões e as dragagens de canais são controlos de navegação, que visam promover a passagem segura dos navios através do canal de navegação. Estas estruturas fixam a localização do canal e confinam as correntes de maré no mesmo, ajudando a limpar os sedimentos acumulados no interior. Dragagens melhoram a navegabilidade ao proporcionar as profundidades requeridas pelos navios e diminuem a meandrização do canal. Em termos do controlo de sedimentos numa embocadura os objectivos principais são minimizar o volume de sedimento que acumula no interior, remover o sedimento acumulado colocando o material com qualidade para alimentação de praias no sistema litoral e optimizar a profundidade do canal de navegação tendo em conta o balanço entre custos e funcionalidade – CEM (2003).

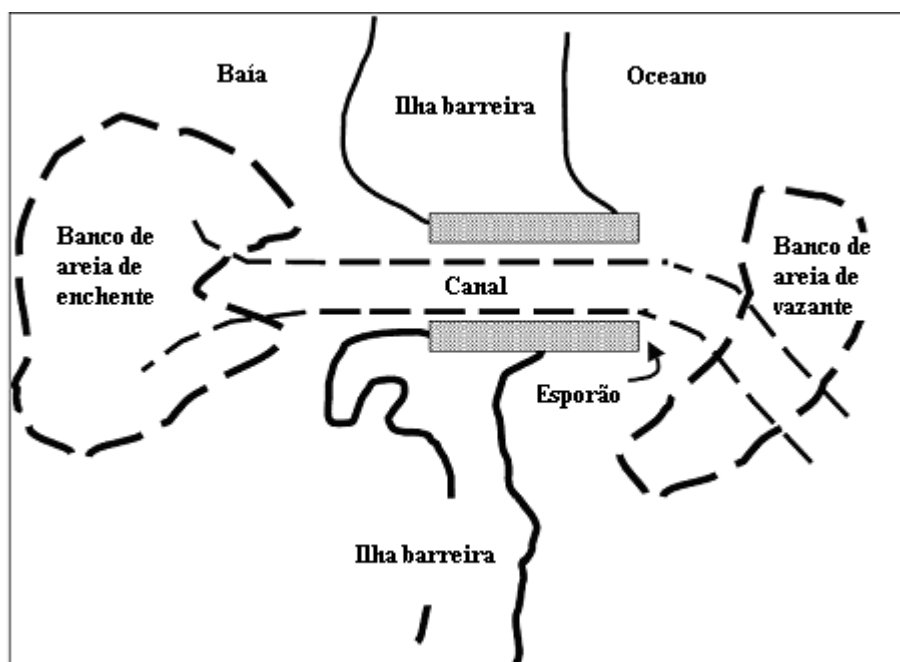



Figura 2.5 – Embocadura artificial ou estabilizada (CEM - 2003)

A influência de uma embocadura nas praias adjacentes, não se limita à área ocupada por esta, pelo que a gestão de sedimentos deve ser feito de um ponto de vista regional. Controlo de sedimentos regional refere-se ao uso de fontes de sedimento litorais, estuárias ou provenientes de rios de uma forma proveitosa do ponto de vista do ambiente e da economia. Uma região pode incluir uma variedade de elementos geológicos, praias, embocaduras, rios, estuários, baías, e é definida pelos fluxos de transporte de sedimento nesse sistema físico. A implementação do controlo de sedimentos regional reconhece que o sistema físico envolvente e os ecossistemas pertencentes são modificados e podem responder às acções do Homem e às actividades da engenharia para lá das dimensões espaciais e temporais dos projectos individuais – CEM (2003).

2.2.2. Influência das embocaduras na configuração do transporte sedimentar

Em termos do movimento sedimentar e na sua distribuição em domínios locais ou regionais as embocaduras podem funcionar como fonte quando permitem a passagem de sedimento do rio, do estuário ou da baía para o mar, ou como depósito quando acumulam material litoral na embocadura, baía, porto e estuários. Em geral o material litoral é transportado para o interior da embocadura quando a maré sobe por correntes de enchente dirigidas do oceano para a embocadura, e para fora quando a maré desce por correntes de vazante dirigidas da embocadura para o oceano.

Durante a enchente, as correntes retiram sedimento do(s) banco(s) de areia de vazante e bancos de areia interiores, o escoamento converge e acelera na ‘garganta’ da embocadura, e ao ultrapassá-la perde então velocidade e diverge, depositando o sedimento num denominado banco de areia de enchente (figuras 2.4 e 2.5). Durante a vazante a direcção do escoamento reverte, as correntes de vazante retiram sedimento do banco de areia de enchente e dos bancos de areia marginais e dos canais da embocadura, transportando-o para o exterior e depositando-o num denominado banco de areia de vazante que se localiza normalmente no encontro entre a embocadura e o oceano (figuras 2.4 e 2.5).

Dependendo das condições, o banco de areia de vazante pode ser deslocado para zonas mais profundas do oceano – CEM (2003).

A dinâmica sedimentar de uma embocadura é predominantemente função da interacção entre as correntes de maré associadas a períodos de vazante e enchente com as correntes de deriva litoral que percorrem a costa derivadas da obliquidade das ondas incidentes. A partir da costa a barlamar, ondas incidentes oblíquas transportam o sedimento ao longo da costa e de encontro à embocadura. As ondas que rebentam no banco de areia de vazante transportam sedimento para a embocadura e para as praias a sotamar, podendo alargar o banco de areia de vazante de encontro a estas praias. A sotamar da embocadura a refracção das ondas ao longo do banco de areia de vazante diminui a obliquidade das ondas incidentes, e assim a associada magnitude do transporte sedimentar a sotamar. Nas proximidades da embocadura o transporte ao longo da linha de costa pode até ser revertido na sua direcção, de modo a que este passe a ser dirigido para a embocadura mas a partir de sotamar. Este transporte é intensificado por correntes de difracção dirigidas para a embocadura ao longo da linha de costa imediatamente a sotamar. O sedimento transportado para a embocadura a partir de sotamar pode também ter a sua origem em correntes circulares, ou estas podem divergir o material para o banco de areia de vazante (figura 2.6). Estas correntes estão relacionadas com o efeito das marés. Se os quebramares não forem impermeáveis, o sedimento pode ser transportado através ou sobre estas estruturas. Para além dos efeitos das correntes de maré e das correntes provocadas pelas ondas incidentes obliquamente, existem outros processos capazes de influenciar a dinâmica e morfologia das embocaduras. Entre os quais o vento, diferenças de salinidade entre o oceano e o interior do porto, interacções entre correntes e ondas, descargas fluviais, a geologia subjacente, a orientação da embocadura, entre outros – CEM (2003).

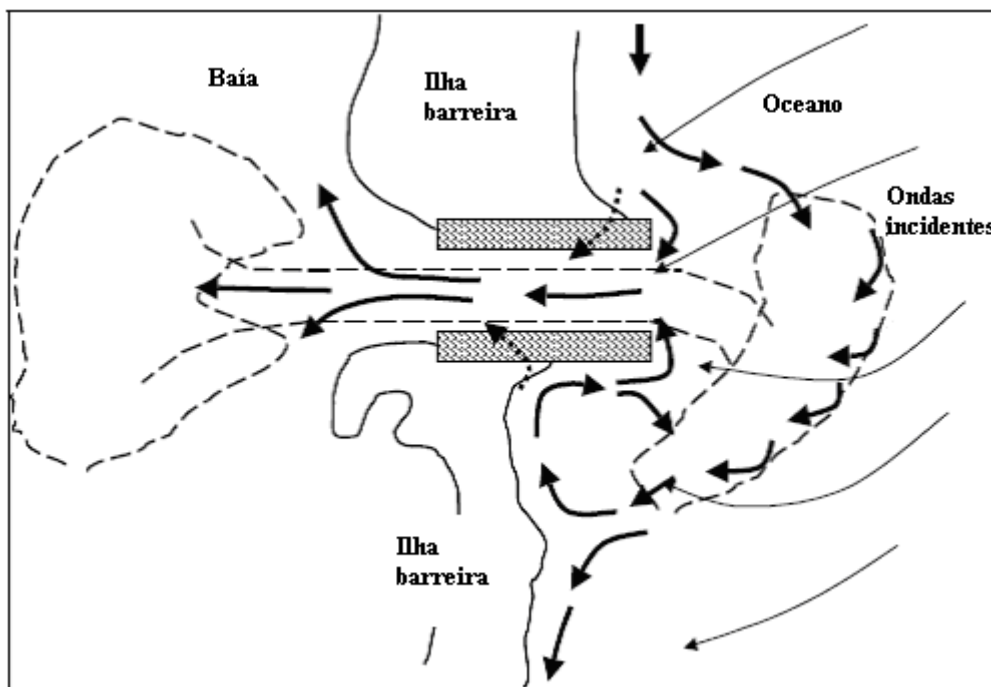



Fig.2.6 – Interacção entre as correntes de maré e correntes de deriva litoral (CEM - 2003)

Em função das características da embocadura e interacção entre as diversas forças actuantes, os sedimentos podem ficar retidos na embocadura ou serem transpostos de barlamar para sotamar por uma variedade de processos naturais, entre os quais o mais importante será o transporte induzido pelas ondas ao longo do banco de areia de vazante. As ondas transportam a areia da linha de costa a

barlamar (transporte litoral) para a embocadura. Alguma dessa areia é transportada directamente para o banco de areia de vazante onde é temporariamente ou permanentemente armazenada, ou transportada para sotamar por ondas. Uma vez fora da influência do efeito principal das marés as ondas carregam a areia para as praias a sotamar.

Quando as ondas incidem a partir da direcção oposta, o padrão de transposição pode reverter, no entanto este processo e a sua eficiência raramente são idênticos ao processo de transposição na direcção principal, principalmente se a morfologia da embocadura e do banco de areia de vazante não forem simétricos, o que é usual. Estes mecanismos de transposição são geralmente considerados como processos aproximadamente permanentes, alterados por períodos de maior transporte litoral provocado por tempestades, etc. Desta forma a areia pode ser naturalmente transposta de uma maneira cíclica, em que as praias a barlamar e sotamar recuam e avançam em períodos cíclicos. Os acumulados de areia no canal e os bancos de areia são assim os instrumentos do mecanismo de transposição. A escala temporal dos ciclos pode variar entre 3 a 50 anos.

As embocaduras, particularmente as não estabilizadas podem fazer a transposição de sedimento através de uma combinação de mecanismos. Como parte do processo de transposição as embocaduras podem migrar, usualmente na direcção do balanço de massas, mas também podem migrar para barlamar. Os processos naturais de transposição servem também para ilustrar a natureza dinâmica das praias adjacentes a uma embocadura, numa extensão que pode variar entre 0.5 km e as dezenas de quilómetros de linha de costa – CEM (2003).

Mediante as características da embocadura e dinâmica sedimentar local, uma embocadura pode ser considerada como sendo equilibrada ou não equilibrada. Uma embocadura natural num denominado estado de ‘equilíbrio dinâmico’ indica a existência de um balanço a longo prazo (décadas ou mais) entre o fluxo de água na embocadura e o transporte sedimentar para e da embocadura e praias adjacentes. A curto prazo (dias a anos) os eventos cíclicos como alterações na agitação incidente devido às estações climáticas ou às tempestades podem temporariamente perturbar este equilíbrio. Assim sendo embora uma embocadura possa estar em ‘equilíbrio dinâmico’, pode ainda assim necessitar de dragagens para manter as condições de navegabilidade.

Uma embocadura não equilibrada acumulará grande parte do sedimento proveniente da deriva litoral, não proporcionando o natural transporte para sotamar a partir do banco de areia de vazante. Este comportamento pode estar patente imediatamente após a formação da embocadura, e à medida que esta vai amadurecendo aumenta a transposição a partir do banco de área de vazante. Exemplos tipo de embocaduras que não se encontram em estado de ‘equilíbrio dinâmico’ incluem aquelas que: migram ao longo da costa, encerram devido à acumulação de areias no canal de navegação ou estão a sofrer de estreitamento/alargamento.

Para que uma embocadura se mantenha aberta é necessário que o sedimento que nela penetra seja divergido dos seus canais principais, ou estes têm de sofrer translação. Se o sedimento não é transposto através da embocadura, tem de ser transportado por ondas ou correntes para longe da ‘garganta’ da embocadura, de encontro a bancos de areia interiores, bancos de areia exteriores, bancos de areia nas praias ou ainda poderá ter de se recorrer a dragagens – CEM (2003).

2.2.3. Operação e manutenção de embocaduras e interacção com as praias adjacentes

De modo a manter vias navegáveis com boas condições, são necessárias actividades de operação e manutenção das embocaduras, como a dragagem de canais ou a construção de quebramares. Estas

actividades podem no entanto ter influência nos processos naturais de transposição de sedimentos em embocaduras.

A implementação de estruturas de defesa como quebramares ou esporões num meio natural marítimo provoca desequilíbrios no sistema e na dinâmica sedimentar. Estas estruturas funcionam como barreiras acumulando o material litoral e dando origem à formação de bancos de areia nas praias a barlamar, e num menor grau a sotamar, podendo também bloquear a formação de bancos e/ou acumulados de sedimento que iriam de outra forma crescer ciclicamente a partir da costa a barlamar e migrar para sotamar – CEM (2003). Por vezes no sistema natural, o banco de areia de vazante estabelece uma ligação com a praia adjacente, e a construção de um quebramar pode prolongar-se através da plataforma de transposição interceptando este mecanismo natural. Os quebramares dispõem a localização do banco de areia de vazante em função do seu comprimento, transportando-o para longe da costa e do sistema litoral.

A dragagem de bancos de areia ou de canais numa embocadura, com ou sem elementos estruturais (quebramares) pode aumentar o potencial da embocadura para acumular sedimento, da mesma maneira que uma depressão no fundo marítimo tem a mesma tendência. Se a areia dragada não for colocada nas praias adjacentes ou no sistema litoral, então o efeito a longo prazo do balanço de massas será a erosão dessas mesmas praias, de um dos lados ou de ambos os lados da embocadura. Estas dragagens podem também aumentar as velocidades de escoamento ou o volume de água que atravessa a embocadura, resultando normalmente no alargamento dos bancos de areia interiores e na deslocação do banco de areia de vazante na direcção do oceano, o que reduz a capacidade de transposição da própria embocadura. Quebramares demasiado baixos ou porosos ou com descarregadores, podem aumentar o grau no qual a areia é retirada das praias adjacentes. Os quebramares também influenciam o padrão do transporte litoral ao longo da costa adjacente desenvolvendo zonas nas quais o campo de ondas refractadas é modificado, denominadas de ‘shadow zones’ – CEM (2003).

A compreensão da interacção entre a embocadura e as praias adjacentes é de grande importância. O sedimento pode acumular tanto no interior como no exterior de uma embocadura. A acumulação no exterior observa-se na forma de bancos de areia ao longo da costa, adjacentes à embocadura. Uma embocadura madura com um bem desenvolvido banco de areia de vazante, pode transpor sedimento através desse mesmo banco, resultando muitas vezes num depósito de areia que se prolonga em direcção à praia a sotamar. A acumulação no interior ocorre na forma de bancos de areia ou depósitos sedimentares nos canais do porto. Os mecanismos responsáveis por estes depósitos de areia interiores são a passagem de material através ou à volta dos quebramares e as ondas e correntes que guiam a areia para o interior da embocadura.

Compreender a interacção da embocadura com as praias adjacentes é baseado em:

- o grau em que os quebramares acumulam, vertem ou transpõem areia;
- a direcção, distribuição e força relativa das correntes de maré presentes na embocadura;
- o efeito do banco de areia de vazante e da batimetria adjacente na transformação das ondas (refracção) e no potencial de transporte litoral;
- o padrão de formação de depósitos de areia no interior da embocadura;
- a localização e a frequência das operações de dragagem de sedimentos litorais, o histórico dos locais de deposição e ainda a qualidade do material dragado (tamanho e tipo dos sedimentos);

Existem uma série de processos pelos quais é possível a análise destes factores, entre os quais os principais serão as observações 'in situ' e os registos históricos disponíveis – CEM (2003). Não existe substituto para as visitas ao local e para as horas de observação da embocadura e das suas praias adjacentes. As observações devem ser realizadas tanto durante o período de enchente de maré como de vazante e ainda durante períodos fortes energeticamente em termos das direcções principais das ondas incidentes. As visitas ao local devem ser feitas antes dos estudos detalhados serem realizados de modo a melhor identificar os processos.

Fontes importantes de informação incluem a fotografia aérea, registos e cartas batimétricas, mapas da costa e da praia, registos de dragagens, histórico das obras de melhoria e alteração, histórico das tempestades, e informações provenientes das empresas de dragagens já experientes em relação aos padrões de formação de bancos de areia na embocadura.

2.2.4. Extensão da influência das embocaduras ao longo da costa

O comprimento da costa directamente afectado por uma embocadura é constatado, em larga parte, por mudanças na batimetria da costa (e associado campo de ondas) e em mudanças na forma das praias. O cálculo ou previsão das distâncias de influência continuam a ser objecto de estudo, mas podem ser mais extensas daquilo que se previra inicialmente. Como o efeito das embocaduras é facilmente observável nas praias adjacentes, os primeiros investigadores foram erradamente levados a concluir que a extensão da sua influência se resumiria a pequenas distâncias para sotamar, usualmente múltiplos (3 a 10) do comprimento dos quebramares para lá da própria embocadura. Muitas destas estimativas foram condicionadas pela limitada extensão de costa examinada pelos investigadores (CEM, Brum 1995). Sabe-se que a influência das embocaduras na morfologia sedimentar e marítima das praias adjacentes se pode prolongar por dezenas de quilómetros.

Fora da área de influência directa, o efeito da embocadura parece diminuir exponencialmente ao longo da costa à medida que nos afastamos. Este efeito é também previsto por modelos analíticos como por exemplo o modelo de 'Pelnard-Considére' – CEM (2003). Existem diversos métodos analíticos de estimativa da extensão da influência das embocaduras ao longo da costa que podem ser consultados por exemplo no Coastal Engineering Manual.

2.3. Modelos de avaliação do transporte sedimentar litoral e evolução da configuração costeira

A simulação da morfodinâmica costeira é extremamente difícil, dado o elevado número e complexidade dos processos envolvidos e da sua interacção e a escassez de dados associada. Têm sido várias as tentativas de desenvolver modelos matemáticos e/ou numéricos capazes de quantificar o transporte litoral ao longo da costa, normalmente envolvendo vários coeficientes empíricos, e diversas correlações entre parâmetros. O recurso a dados e correlações empíricas leva por vezes a grandes erros de avaliação. Em geral os projectistas encontram-se perante a falta de importantes dados para a correcta aplicação dos modelos. Mesmo quando estes existem, as estimativas do transporte sedimentar longitudinal com base em modelos matemáticos devem ser encaradas com cautela, sendo que o único processo de validação destes modelos, passa pela monitorização e análise de situações reais.

Usualmente estas fórmulas ou modelos são simplificados, não interiorizando vários parâmetros importantes como a interacção entre o efeito das ondas de tempestade e as consequentes ondas de calmaria, apesar da grande diferença entre o efeito de ambas. É também geralmente assumido que o talude da zona de rebentação possui uma inclinação uniforme, e que a granulometria do sedimento é

também uniforme, entre outras simplificações geralmente assumidas – Richard Silvester, John R S Hsu (1997).

Em termos da evolução da configuração costeira, salienta-se aqui o exemplo do modelo LTC ou 'Long Term Configuration' (Coelho, 2005), pela sua relevância no âmbito deste trabalho devido à aplicação a alguns casos de estudo portugueses, nomeadamente Aveiro e Figueira da Foz. Trata-se de um modelo que pode ser utilizado na simulação, a médio e longo termo, da evolução da configuração costeira, com base em diferentes cenários naturais e antropogénicos, para análise da vulnerabilidade e de situações de risco relativas às acções do mar – Coelho *et al* (2007). Os autores concluíram que o modelo evidenciava uma tendência erosiva tanto em Aveiro como na Figueira da Foz, bem como a intensa acumulação e retenção de areia na praia da Figueira da Foz, a barlamar do porto.

Em termos da aplicação dos modelos de avaliação do transporte sedimentar, para estimativa das taxas e direcções desse mesmo transporte no sistema de uma embocadura e suas praias adjacentes, a dificuldade mantém-se. Como o efeito de uma embocadura nas praias adjacentes é função do transporte total, e não apenas do balanço de massas, é importante incluir o transporte em ambas as direcções no modelo, bem como o transporte local, de modo a se evitarem más interpretações dos resultados. O desenvolvimento de modelos de avaliação do transporte sedimentar requer que as taxas e direcções do transporte de areia adjacente, ou interior à embocadura, sejam desenvolvidos a partir de medições das alterações volumétricas no sistema da embocadura, especificamente as costas a barlamar e sotamar, os bancos de areia da embocadura e os canais. O desenvolvimento destes modelos é complicado devido a incertezas associadas às taxas de transporte de sedimento ao longo da costa, registos incompletos das variações volumétricas entre outros factores. Assim, uma única solução raramente é possível, sendo antes o objectivo o de desenvolver um leque de possíveis soluções baseadas em critérios razoáveis associados aos processos relacionados com a embocadura – CEM (2003).

Desde meados dos anos cinquenta que as estimativas do transporte sedimentar foram criadas para definir as magnitudes e direcções de transporte dentro de uma determinada região, e ainda para compreender os processos de sedimentação do canal de navegação e os padrões de erosão ao longo da costa. Uma estimativa do transporte sedimentar é um balanço entre as perdas e ganhos de sedimento dentro de um volume de controlo específico (ou célula), ou uma série de células interligadas, durante um período de tempo pré-definido. Existem várias formas de formular um modelo de estimativa sedimentar (CEM, Jarrett 1991, Bodge 1999). A diferença entre os ganhos e perdas em cada célula e em termos totais, tem de igualar as taxas de alteração do volume sedimentar na região em causa. Para uma extensão de costa consistindo em várias células contíguas, o balanço total terá de ser obtido a partir do balanço individual de cada célula. As embocaduras aumentam a complexidade das estimativas do transporte sedimentar por diversas razões. As magnitudes e direcções do transporte são difíceis de determinar em embocaduras e o efeito das marés combinado com a acção das ondas e refracção e difracção destas sobre uma batimetria complexa, complicam o problema.

Para uma correcta formulação dos modelos de estimativa do transporte sedimentar, é necessário que as fronteiras laterais da área em estudo, estejam localizadas bem para lá das fronteiras da área aparente de influência, ou seja a área referente à embocadura e praias adjacentes. É portanto necessária uma abordagem regional. Uma estimativa regional pode incluir múltiplas barreiras como ilhas, diversas embocaduras ou praias de modo a captar em verdadeiro sentido o potencial de transporte sedimentar em direcção e intensidade – CEM (2003).

Embocaduras que foram estabilizadas por quebramares durante décadas, têm o potencial de influenciar o transporte sedimentar nas praias adjacentes ao longo de uma extensão de linha de costa

de vários quilómetros, uma distância que pode ultrapassar largamente o que é considerada a área de influência directa da embocadura. Os dados requeridos para os modelos de estimativa têm uma elevado grau de incerteza. Para o desenvolvimento de estratégias de manutenção sedimentar em embocaduras e estimativa dos seus impactos litorais, Mann (CEM, 1993) recomenda a consideração da abordagem regional, para que as interacções com as praias adjacentes possam ser englobadas no estudo. Embora possa ser mais complicado obter dados num contexto regional, esta abordagem é no entanto mais elucidativa dos reais processos existentes.

É necessário também que exista uma compatibilidade das escalas temporais e espaciais. Numa discussão sobre o processo de planeamento de projectos costeiros, Kraus (CEM, 1989) afirmou que as escalas temporais e espaciais dos dados utilizados em modelos (quer sejam numéricos, analíticos, físicos, conceptuais) têm de estar em consonância com as escalas do próprio modelo. Por exemplo um modelo desenvolvido com base em dados representativos de uma escala temporal de dias a meses e relativos à zona directa de influência da embocadura, não devem ser extrapolados para escalas temporais de anos ou décadas e para uma região que se prolonga por vários quilómetros para lá da zona directa de influência da embocadura. Da mesma forma, uma estimativa desenvolvida com base num período de cinquenta anos não pode representar adequadamente as flutuações sasonais observadas localmente na zona do projecto. Pretende-se que os modelos de estimativa do transporte sedimentar representem períodos com significado em termos de engenharia, seja de 3 a 5 anos (ciclos de dragagem em embocaduras) ou 30 a 50 anos (tempo de vida do projecto). No entanto, variações sasonais e anuais, devem ser consideradas e podem contribuir para a incerteza num modelo de estimativa de transporte sedimentar, ou lançar as bases para uma análise de sensibilidade – CEM (2003).

No Coastal Engineering Manual podem ser consultados alguns destes modelos em pormenor, sendo que a sua apresentação não é aqui feita por se considerar que sai do âmbito deste trabalho.

3

SISTEMAS ARTIFICIAIS DE TRANSPOSIÇÃO DE SEDIMENTOS

3.1. CONCEPÇÃO E CARACTERÍSTICAS

3.1.1. PRINCÍPIOS DA TRANSPOSIÇÃO ARTIFICIAL DE SEDIMENTOS

Após o exposto nos pontos anteriores, pode-se agora entender a razão da necessidade da implementação de sistemas de transposição artificial de sedimentos, nomeadamente em embocaduras. As estruturas marítimas antrópicas entram em claro conflito com a natureza, com o regime de agitação marítima e com os ‘caminhos’ de transporte sedimentar naturais, provocando alterações e interrupções que levantam problemas de erosão das praias adjacentes às embocaduras, e problemas de navegabilidade no interior dos portos e na embocadura devido ao excessivo assoreamento. Usualmente a transposição dá-se apenas num sentido, de barlamar para sotamar, é o chamado ‘bypass’ pois a direcção do transporte litoral é normalmente dominante num sentido. No entanto por vezes torna-se necessário recorrer ao denominado ‘backpassing’ ou seja a transposição invertida de sotamar para barlamar. Em termos gerais a transposição é portanto a transferência de sedimento a partir das praias a barlamar ou dos bancos de areia do interior da embocadura, para as praias a sotamar. A transposição invertida é a transferência de sedimento dos bancos de areia existentes na embocadura ou nas praias a sotamar, para as praias a barlamar de onde o sedimento é proveniente. A necessidade de qualquer um dos processos depende do caso em estudo, das condições de agitação, morfológicas e climáticas locais, e pode ser identificada previamente pela observação das condições locais, pelos padrões de assoreamento e pelos modelos de estimativa do transporte sedimentar.

Existem diversos tipos de configurações para sistemas de transposição artificial que podem ser classificados em três grupos gerais:

- Localização das ‘armadilhas’ (áreas de acumulação) dos sedimentos no interior ou no exterior da zona abrigada;
- Sistemas periódicos ou contínuos;
- Sistemas fixos ou móveis / semi-móveis;

A um sistema fixo está normalmente associada uma utilização contínua de modo a maximizar o rendimento, e a sistemas móveis ou semi-móveis está normalmente associada uma utilização periódica. A localização das áreas de acumulação de sedimentos, ou também denominadas por ‘armadilhas de sedimento’ na bibliografia anglo-saxónica, está dependente das características da agitação e morfologia locais, dos caminhos de transporte sedimentar e da própria configuração das estruturas marítimas e da embocadura. Num local onde por exemplo a agitação seja muito intensa, com alturas de onda significativa consideráveis, será de prever um sistema com descarregador

implementado no quebramar ('weir jetty') de modo a que as ondas transfiram o sedimento para o interior da embocadura, podendo a draga operar sem problemas na zona abrigada, enquanto que num local de reduzida agitação a draga poderá em princípio operar normalmente a partir do exterior. A maioria das operações de transposição artificial não requer o uso de projectos de transferência fixos como é exemplo o caso do rio Nerang na Austrália (ver Anexo 1), envolvendo em vez disso prácticas mais 'inteligentes' de dragagem e deposição dos sedimentos, ou modificações nas estruturas e canais da embocadura.

Para que o planeamento de um projecto de transposição artificial em embocaduras seja eficiente, é necessário:

- Definir correctamente o problema, através de inspecções e modelos de estimativa do transporte sedimentar;
- Determinar a necessidade ou não, de melhoramentos/alterações nos quebramares ou outras estruturas, ou nos canais de navegação;
- Definir as quantidades requisitadas e as esperadas variações sasonais ou anuais, caso existam;
- Definir os apropriados métodos para o trabalho;
- Definir os locais de remoção de sedimento;
- Definir as apropriadas localizações para a deposição dos sedimentos;

A escolha da abordagem mais apropriada é função das características individuais de cada embocadura e área adjacente. A transposição artificial de areias pode mitigar o impacto negativo das embocaduras nas praias adjacentes, apenas na medida em que a areia pode ser practicamente recuperada da própria embocadura e transferida, tornando assim de central importância projectar a embocadura e as prácticas de dragagem de modo a que se procure maximizar o grau em que o sedimento pode ser interceptado, recuperado e transferido. Se os caminhos de transporte carregarem o sedimento para locais onde por motivos técnicos ou ambientais, não seja possível recuperá-lo, esse sedimento será perdido, e tornará assim impossível a sua transposição – CEM (2003). Em resumo, é fundamental manter o controlo de sedimento que entra no sistema da embocadura, pois o sedimento só pode ser transferido se puder ser previamente recuperado.

3.1.2. Principais sistemas de transposição artificial de sedimentos

3.1.2.1. Sistemas fixos

Entre os casos internacionais de sistemas fixos já implementados são de salientar os casos Australianos do rio Nerang e do rio Tweed (ver Anexo 1), pelo seu elevado sucesso e por serem raros sistemas deste tipo envolvendo instalações de tão grande envergadura. Entre os exemplos de sistemas fixos pode-se também referir o caso do 'South Lake Worth Inlet' na Florida, EUA (Anexo 1), embora este de muito menor dimensão e diferente concepção.

Aos sistemas fixos estão normalmente associadas transferências contínuas de sedimento. Basicamente são sistemas estacionários de dragagem dos sedimentos, projectados, construídos e operados para uma localização específica. Os equipamentos responsáveis pela sucção das areias, nomeadamente as bombas de sucção operam sem mobilidade, numa localização fixa como ao longo do quebramar de barlamar, podendo existir uma ou várias bombas, apoiadas por um conjunto de componentes do sistema, entre os quais usualmente:

- bomba e motor da bomba;

- estrutura de protecção da bomba e motor em relação às ondas e à agitação marítima (casa das bombas);
- braço mecânico, grua ou guincho, que suporta as bombas de sucção;
- crateras de aspiração, criadas pelas próprias bombas;
- tubo(s) de descarga;
- bombas de reforço ('booster pumps') ao longo da tubagem de transporte podem ou não ser necessárias;

Entre os tipos de bombas utilizados encontram-se bombas de sucção convencionais, bombas de jacto, bombas submersíveis e ainda fluidificadores para aumentar a capacidade de aspiração. Na figura 3.1. está exemplificado o caso típico de um sistema fixo, com uma bomba instalada no quebramar, e suspensa por um sistema mecânico.

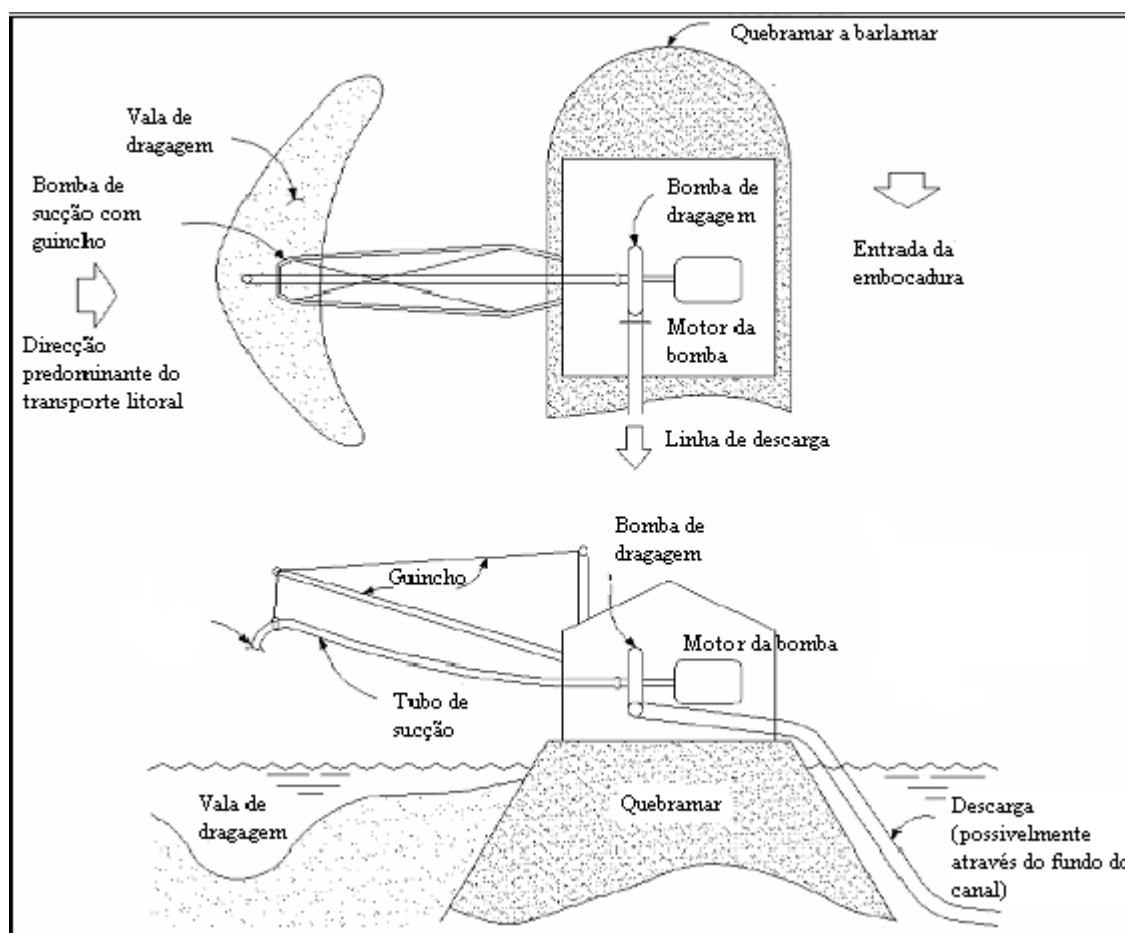



Figura 3.1 – Sistema de transposição fixo (CEM - 2003)

3.1.2.2. Sistemas móveis e semi-móveis

Os sistemas móveis incluem dispositivos de dragagem flutuantes ou sistemas implementados na costa e montados em veículos. O uso de soluções flutuantes permite normalmente a transferência de maiores quantidades de sedimento e máxima mobilidade, ao mesmo tempo. No entanto requer que a área a ser dragada esteja razoavelmente protegida das ondas e que seja de fácil acessibilidade, nomeadamente em termos de profundidades. A utilização de soluções localizadas na costa, envolve

normalmente a transferência de menores quantidades de sedimento, requer acessibilidade através da praia e está limitada ao transporte de areias ao longo da costa mas apesar disso, estas soluções têm menos exigências em relação à protecção da agitação marítima – CEM (2003).

No caso dos sistemas semi-móveis, as bombas são colocadas num local da embocadura por um certo período de tempo e depois movimentadas para um outro local. O movimento faz-se através de barcaças ou camião. Basicamente os componentes dos sistemas móveis e semi-móveis são o equipamento de dragagem e as tubagens permanentes ou temporárias, podendo existir ainda outros meios de descarga das areias. A escolha destes sistemas pode ser considerada tanto para um processo de transferência de sedimento periódico como contínuo e o equipamento de dragagem pode ser comprado ou alugado por determinado tempo, sendo que quando a frequência de transposição de sedimento é alta, o equipamento é normalmente comprado – CEM (2003).

No ponto 3.2. estão enunciadas num quadro resumo algumas destas soluções, como o caso do rio Indian ou o porto de 'Oceanside', Califórnia, ambos nos Estados Unidos. A figura 3.2 procura exemplificar genericamente este tipo de sistemas.

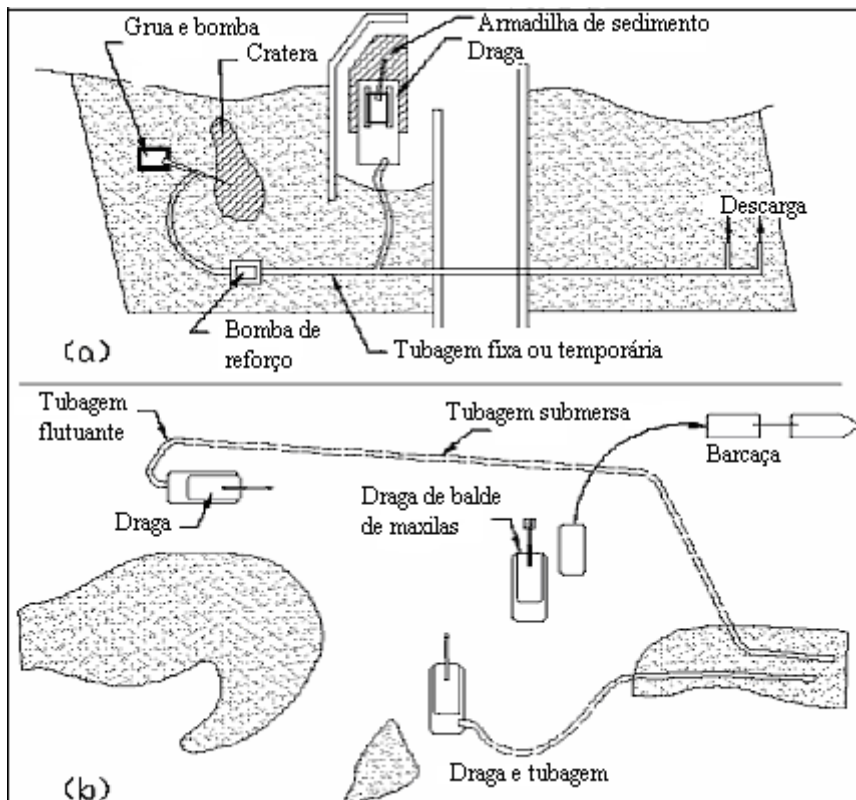



Figura 3.2 – a) Sistema semi-móvel b) Sistema móvel (CEM - 2003)

3.1.3. EQUIPAMENTO PARA EXTRACÇÃO DE SEDIMENTOS

Entre o equipamento para extracção de sedimentos num sistema de transposição artificial, existem fundamentalmente dois tipos: as dragas mecânicas e dragas hidráulicas de sucção. Para além das dragas propriamente ditas é preciso ter em conta outros equipamentos como dispositivos flutuantes, barcaças, gruas, guinchos, camiões e outros que servem para transportar e manobrar as dragas, e são por vezes, usados também, como depósitos temporários para o sedimento. Existem ainda outros equipamentos que servem para facilitar a operação das dragas, como são exemplo os

fluidificadores ('fluidizers'). Seguidamente faz-se um resumo de cada um dos principais equipamentos para extracção de sedimento usualmente utilizados em sistemas de transposição artificial.

3.1.3.1. Dragas mecânicas

Uma pá ou balde de maxilas (escavadora) é o exemplo de uma draga mecânica utilizada em sistemas de transposição artificial. O material dragado é colocado num pontão flutuante, num barco ou barcaça ou outro local de armazenamento, sendo posteriormente transportado para o local de deposição. A sua utilização é menos frequente que a das dragas hidráulicas, sendo que o equipamento mecânico pode ser operado a partir de terra, junto à linha de costa, ou a partir do mar, montado em equipamento flutuante como ilustrado na figura 3.3. Encontra aplicação tanto em sistemas fixos como móveis, contínuos como periódicos, sendo mais indicado quando o solo é duro, com pequenas rochas, e quando os volumes totais a dragar são pouco relevantes.

Figura 3.3 – Pá ou balde de maxilas (escavadora) montada numa pequena barcaça (Terra et Aqua - 2006)

3.1.3.2. Dragas hidráulicas

Bombas convencionais de sucção, bombas de jacto ou bombas submersíveis, são exemplos de dragas hidráulicas frequentemente utilizadas. Existem numa grande variedade de tamanhos e capacidades, sendo aplicáveis tanto em sistemas fixos como móveis, periódicos como contínuos. Podem ser incorporadas em sistemas com diferentes concepções. A mistura de água mais areia pode ser aspirada por sucção para uma barcaça ou um contentor flutuante, a partir do qual é transportada para o local de depósito ou pode também ocorrer o transporte directo da mistura por um sistema de tubagem para o local de depósito, caso em que será preciso prever a necessidade ou não da instalação de bombas de reforço, dependendo da distância dos locais de depósito.

Dragas instaladas em barcaças podem recuperar sedimento dos fundos marinhos através de meios hidráulicos, acumulando-o nas próprias barcaças. A maior parte destas dragas, move-se continuamente enquanto aspira o sedimento, operando ao longo do canal ou da área de dragagem. Tradicionalmente, as maiores barcaças não são adequadas para a utilização em pequenas áreas, e é comum misturarem material litoral proveniente de depósitos de areia com siltes e argilas que são materiais inadequados para a 'alimentação' de praias. As barcaças mais pequenas e manobráveis, variam entre os 45m e 60m de comprimento, compreendendo capacidades desde os 1000m3 até aos 1600m3, podendo operar em ondas com altura até 1.5m – Brunn, 1993, CEM (2003).

As bombas de jacto, também conhecidas como injectores, são bombas hidráulicas sem partes móveis. A sua capacidade varia usualmente entre os 75 e os 300 m^3/h e as suas tomadas de água variam entre os 10 a 15 cm, embora já tenham sido produzidas bombas maiores. A sua utilização será mais adequada em zonas onde existe a necessidade de uma transposição de sedimentos contínua ou de elevada frequência, maioritariamente de quantidades modestas; em zonas onde a acumulação do sedimento se dá numa área relativamente pequena e limitada; onde existam locais acessíveis para a aspiração de água limpa; onde não exista material coesivo, e onde existam poucos detritos sólidos capazes que obstruir as bombas. A obstrucção das bombas de jacto por detritos sólidos é provavelmente a sua maior limitação – CEM (2003).

Figura 3.4 – Barcaça de grande volume de porão (Ports and Dredging - 2007)

As bombas de jacto podem ser incorporadas tanto em sistemas fixos como móveis. Exemplos de sistemas móveis incluem bombas de jacto montadas numa grua instalada na costa, em barcaças, em camiões. Ao contrário das bombas de jacto utilizadas em sistemas móveis, as bombas de jacto incluídas em sistemas fixos devem possuir um mecanismo de elevação das bombas por motivos de manutenção e remoção dos detritos sólidos que se acumulam na cratera de sucção, bloqueando a tomada de água – CEM (2003).

As bombas submersíveis podem ser hidráulicas ou eléctricas, e são colocadas directamente debaixo de água no material a dragar. São geralmente pequenas (mais ou menos um metro) com peso entre 100 e 1000kg, e por causa disso podem ser manobradas com um mínimo de material de suporte. A sua capacidade é comparável às bombas de jacto, possuindo uma capacidade entre 40 e 320 m3/h em areia fina e média. Estas bombas geralmente necessitam de bombas de reforço para descargas a distâncias superiores a cerca de 600m. Permitem a admissão de material com maior conteúdo sólido em comparação com as bombas de jacto ou com as dragas convencionais, e não requerem a aspiração de água limpa, nem bombas suplementares ou linhas suplementares. Podem ser utilizadas tanto em sistemas fixos como móveis, e o seu risco de entupimento/bloqueamento da linha de descarga é elevado, devido à natureza do material sólido bombado – CEM (2003).

Os fluidificadores podem ser usados em conjunto com qualquer um dos sistemas de dragagem já mencionados para aumentar a mobilidade dos sedimentos dos fundos, e assim incrementar as taxas de

aspiração e produção dos sistemas de transposição. Os fluidificadores injectam água limpa nas proximidades da cratera de aspiração com intenção de agitar, soltar ou suspender os sedimentos dos

Figura 3.5 - Bomba submersível em funcionamento (catálogo Tsurumi)

Figura 3.6 – Bomba submersível (catálogo Tsurumi)

fundos para facilitar a sua aspiração. O uso a longo prazo de fluidificadores é limitado, pois existem normalmente problemas relacionados com o entupimento dos tubos do próprio aparelho – CEM (2003).

3.1.4. Origem dos sedimentos e qualidade dos sedimentos

Nos sistemas de transposição artificial ou em operações de alimentação artificial de praias com areias, é da maior importância a selecção correcta das fontes ou zonas a dragar e a classificação da

qualidade dos sedimentos. Cronicamente o sedimento acumula-se na entrada da embocadura, levando a dragagens de manutenção dos canais de navegação junto ao quebramar de barlamar, e nas áreas a barlamar, na praia ou nos bancos submersos como os bancos de areia de vazante e de enchente. As fontes para transposição ou alimentação artificial com sedimentos seleccionados a sotamar, deverão em princípio ser estas, e caso tal não seja possível então em bancos submersos ao largo.

3.1.4.1. Bacias de deposição ou armadilhas de sedimento (‘sediment traps’)

Acontece por vezes que áreas específicas de uma embocadura sejam designadas ou projectadas e dragadas para servirem como bacias de deposição dos sedimentos, de modo a facilitar a sua posterior recolha. Estas bacias ou áreas de acumulação devem estar localizadas em zonas onde as ondas e os processos de agitação natural, transportem facilmente a areia ao seu encontro (mas não o retirem), em águas semi-protegidas adequadas a operações periódicas de dragagem, bombagem e manutenção, e em zonas que não interfiram com a navegação. – CEM (2003).

Podem ser projectadas e dragadas na zona adjacente a descarregadores instalados no quebramar, e em zonas onde a acumulação é crónica como os extremos dos quebramares, bancos de areia interiores, e ao longo do banco de areia de enchente.

A acumulação dos sedimentos pode também ser induzida pela construção de quebramares e outras estruturas marítimas como exemplificado nas figuras 3.7 e 3.8. As bacias de deposição podem existir tanto dentro como fora da embocadura. Quando o sedimento preencher a cratera da bacia até ao nível médio dos fundos adjacentes ou do canal, a bacia tem de ser dragada, de modo a evitar a perda de sedimento adicional que entre na embocadura.

No ponto 3.2. e no Anexo 1 é possível verificar casos em que estas armadilhas ou bacias de deposição foram dragadas e projectadas. Nomeadamente a embocadura de Masonboro, Carolina do Norte, EUA que possui um descarregador instalado no quebramar para acumular sedimento no interior da embocadura, e o porto de ‘Channel Islands’, Califórnia, EUA que possui um quebramar destacado para criar um tômbulo de sedimento.

Os bancos de areia de vazante podem ser usados, para mitigar os efeitos erosivos causados pelas embocaduras nas praias adjacentes, servindo como fonte de sedimento.

Nas embocaduras onde a transposição natural ocorre de forma quase contínua por transporte através do banco de areia de vazante, é necessário um cuidado acrescido para não haver dragagem excessiva, o que pode comprometer a capacidade do banco de areia de vazante para realizar a transposição natural de sedimento ao longo da entrada da embocadura. Dragagens excessivas conduziriam a uma ‘alimentação’ a curto prazo das praias, seguida de uma aceleração da erosão, provavelmente em ambos os lados da embocadura, enquanto o banco de areia de vazante recuperava dos efeitos das dragagens. Nestes casos será prudente limitar as dragagens à zona mais exterior (do lado do oceano) do banco de areia de vazante.

Para aquelas embocaduras onde a transposição natural ocorre esporadicamente através da migração dos bancos de areia de vazante e depósitos de sedimento adjacentes, as dragagens e a consequente alimentação das praias adjacentes, poderá simplesmente acelerar os processos naturais da embocadura – CEM (2003). Este efeito é por vezes desejável, nos casos em que a erosão a sotamar é

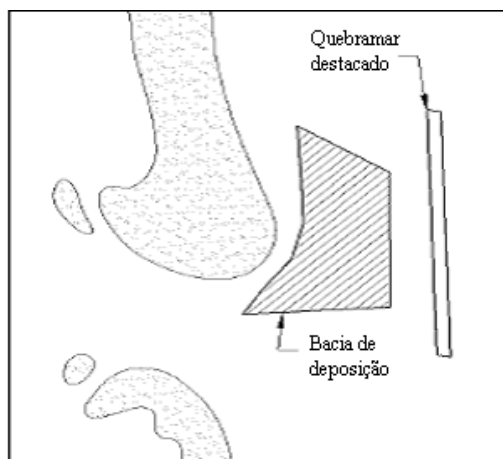



Figura 3.7 – Bacia de deposição ou tômbulo de areia induzido por quebramar destacado (CEM - 2003)

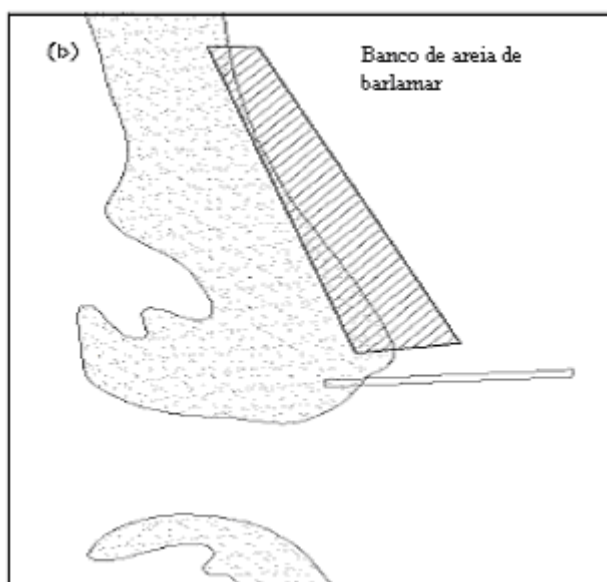



Figura 3.8 - Banco de areia provocado pelo quebramar (CEM - 2003)

de tal modo elevada que o tempo requerido para a migração natural dos bancos de areia não permite a mitigação. Usualmente acaba-se por recolocar o canal de navegação, resultando no mínimo numa melhoria inicial das condições de navegabilidade e eficiência hidráulica da embocadura.

O potencial efeito das dragagens no banco de areia de vazante, em termos da refracção das ondas, correntes e transporte litoral associado, deve ser tido em conta aquando destas operações. As condições existentes devem ser comparadas com simulações das condições que se proporcionarão após as dragagens na zona em causa. Recomenda-se que a altura de onda, ou a densidade energética da onda, sejam comparadas em cada ponto ao longo da grelha de refracção, para várias condições de ondas incidentes, de modo a se conhecer o grau de afectação da navegabilidade local por acção das dragagens em determinada área do banco de areia de vazante – CEM (2003).

No planeamento de projectos onde a dragagem do banco de areia de vazante pode resultar na relocalização do canal, é essencial entender primeiro os padrões naturais de acumulação de sedimentos

e os ciclos de migração do canal. O estudo de fotografias aéreas sequenciadas no tempo e registos batimétricos são elementos valiosos para prever o grau em que o projecto irá avançar, estagnar ou retardar os padrões naturais de sedimentação da embocadura. Tal como os bancos de areia de vazante, os bancos de areia de enchente (depósitos interiores), são também uma possível fonte de sedimento para alimentação das praias adjacentes à embocadura. No entanto na práctica, o seu uso é limitado devido ao tamanho dos grãos do sedimento presente (normalmente mais finos que a areia das praias adjacentes) e devido à presença de elementos ambientais sensíveis, que restringem o âmbito das dragagens – CEM (2003).

3.1.4.2. Qualidade dos sedimentos

É necessário que as areias dragadas tenham qualidade compatível com a legislação em vigor, satisfaçam os volumes de projecto, não estejam em zonas muito sensíveis do ponto de vista ecológico ou de exploração de recursos vivos e conduzam a soluções técnicas e custos de extracção e transporte exequíveis – Veloso Gomes (2001).

Em relação à avaliação da qualidade dos sedimentos e remetendo já para o enquadramento legislativo português, o Despacho Conjunto do Ministério do Ambiente e Recursos Naturais e Ministério do Mar, de 21 Junho de 1995 possibilita a classificação de materiais dragados de acordo com o grau de contaminação (Classes 1 a 5), sendo os materiais da classe 1 (material dragado limpo) e os da classe 2 (material dragado com contaminação vestigiária) os que poderão ser utilizados em operações de alimentação artificial - Veloso Gomes (2001).

As zonas potencialmente favoráveis para ser usadas como fonte ou origem de sedimentos, deverão ser objecto de um conjunto de procedimentos base: um levantamento topo-hidrográfico; uma avaliação dos biótopos e da importância ecológica bem como da importância em termos da exploração de recursos vivos; uma avaliação das restrições ecológicas a impor. O levantamento topo-hidrográfico tem como objectivo a estimativa dos volumes disponíveis, proposta de plano de dragagens/remoção, acompanhamento das dragagens/remoção, monitorização, e deverão ser colheitas amostras para a análise de granulometria e qualidade - Veloso Gomes (2001). A avaliação das restrições ecológicas a impor tem como função impor as condições dos trabalhos, os períodos do ano, acessibilidades, perímetros de intervenção, volumes máximos, tipos de equipamentos e motores, técnicas de dragagem/remoção, controlo de ruídos, emissões e derrames - Veloso Gomes (2001).

A granulometria das areias deve também ser controlada, sendo desejável que as operações de alimentação utilizem areias com granulometrias próximas das existentes no troço a alimentar, o que nem sempre é possível, já que geralmente as fontes de sedimentos não abundam nem em quantidade nem em qualidade, existindo ainda outros factores ambientais e económicos a ponderar – Veloso Gomes (2001). As praias alimentadas com granulometrias maiores serão mais estáveis mas consequentemente mais declivosas, com possíveis implicações a nível da comodidade balnear, enquanto que as granulometrias menores são potencialmente mais instáveis o que tem como consequência uma mais rápida erosão por acção das ondas do mar.

3.1.5. EQUIPAMENTO PARA TRANSPORTE E DESCARGA DE SEDIMENTO

3.1.5.1. Descarga por tubagem hidráulica (‘*pipeline*’)

O equipamento disponível para o transporte e descarga do sedimento recolhido é variável em quantidade e concepção. Estas operações constituem um problema técnico, com custos a adicionar às operações de dragagem propriamente ditas.

As soluções de repulsão para terra com a utilização de tubagens flutuantes, imersas ou uma combinação de ambas, são comuns. No caso de sistemas de transposição fixos, o sedimento recuperado pelas bombas pode ser directamente transferido da zona de dragagem para a zona de descarga por tubagens, embora possam ser necessárias bombas de reforço dependendo das distâncias dos pontos de descarga. Os casos Australianos do rio ‘Nerang’ e do rio ‘Tweed’ são um bom exemplo destes sistemas (ver Anexo 1).

Figura 3.9 – Descarga de sedimento fluidificado através de tubagem (Terra et Aqua - 2006)

Em sistemas de transposição artificial móveis ou operações de alimentação artificial com areias, o sedimento recolhido por meios mecânicos ou hidráulicos pode ser armazenado em barcaças de grande volume de porão, fluidificado com água limpa e posteriormente bombado para as praias por um sistema de tubagens, a uma certa distância destas. Existem dragas com capacidade para transferir as areias dos seus porões para diversas secções das praias/dunas. Se a extensão da repulsão for muito elevada – superior a cerca de 2 km (e/ou se a granulometria da areia também for elevada) poderá ser necessário instalar uma estação intermédia de bombagem (‘*booster*’), a qual exige condições favoráveis de agitação – Veloso Gomes (2001).

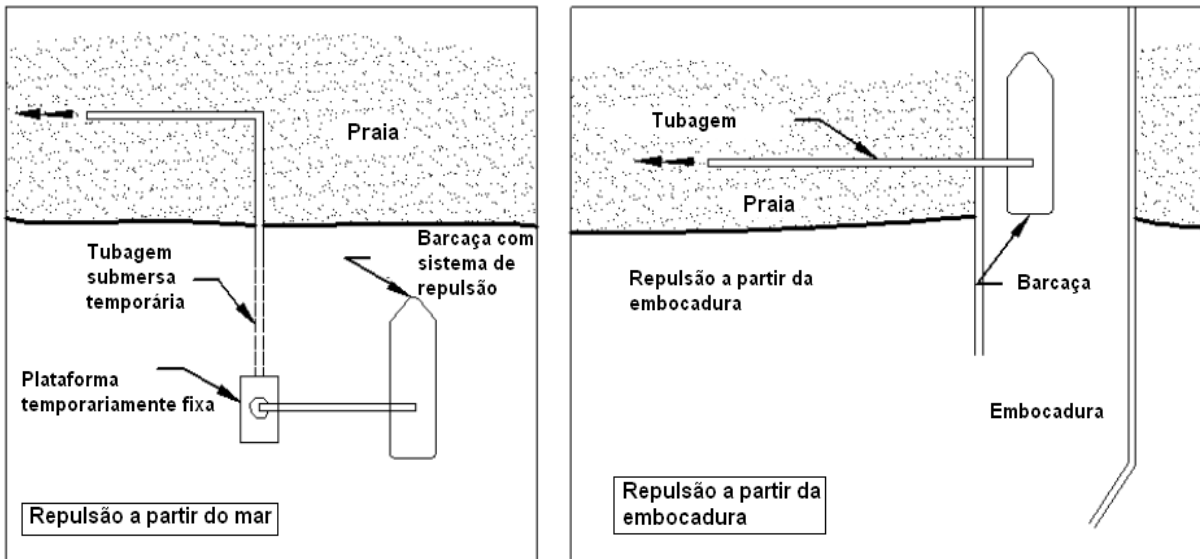



Figura 3.10 – Descarga através de um sistema de tubagem + barcaça (CEM - 2003)

3.1.5.2. Descarga através da abertura dos porões

Existe equipamento com capacidade para abrir os seus porões e descarregar o sedimento. Nestes casos a barcaça faz a descarga directa do sedimento em zonas submersas, frontais à praia e à duna, desde que haja profundidade suficiente para acomodar a barcaça. Embora estas técnicas tenham menores custos, a sua aplicação pode ser muito pouco eficiente, sendo muito dependente do regime de agitação, que na costa oeste de Portugal é intenso, correndo o risco de uma grande percentagem do material nunca atingir a praia e de a draga não se aproximar efectivamente das profundidades de projecto. Exigem cotas mínimas de 3.5 m ao ZH (com restrições do estado da maré e agitação, ou superiores (menores restrições) – Veloso Gomes (2001).

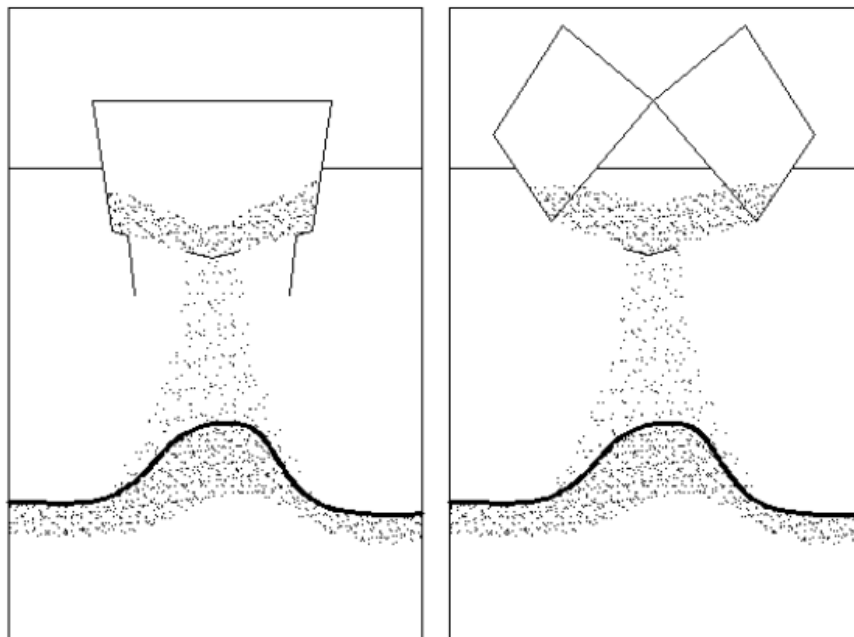



Figura 3.11 – Descarga a partir da abertura dos porões (CEM - 2003)

3.1.5.3. Soluções mistas de descargas em zonas submersas e bombagem

As soluções mistas de descargas em zonas submersas e bombagem destas para os troços de praia ou duna a reperfilar, poderão constituir outra alternativa. O material dragado de uma fonte bastante afastada (por uma draga de sucção não estacionária – '*trailing suction hopper dredge'*) é colocado em stock ou stocks submersos próximos dos troços a reperfilar – Veloso Gomes (2001). Uma draga de sucção estacionária ('*cutter suction dredge'*) repulsa o material para a praia ou duna, mas poderá haver perda de parte do material, particularmente da fracção mais fina, e são necessárias condições de agitação e profundidades favoráveis - Veloso Gomes (2001).

3.1.5.4. Descarga por meios mecânicos terrestres ('*land-based discharge*')

O sedimento recolhido de forma hidráulica ou mecânica pode ser também transportado por via terrestre, por camião, desde que existam ruas e acessos adequados. É geralmente uma metodologia pouco usual para grandes volumes, devido aos impactos negativos nas estradas, trânsito, poluição sonora, etc e pelos custos elevados que implica. Além disso é apenas viável para pequenos volumes relativos. É normalmente encarado como um último recurso.

3.1.5.5. Sistemas de descarga em arco-íris ('*rainbow dredges*')

'*Rainbow dredges'* ou sistemas de descarga em arco-íris, são sistemas hidráulicos de descarga, onde um tubo montado numa barcaça, projecta um jacto de mistura água/areia em forma de arco para as praias. Teoricamente estes sistemas permitem o depósito de sedimento em águas superficiais sem recurso a tubos de descarga ou bombas de reforço, mas requer que a barcaça possa ser manobrada até 50-100m do local de deposição. Até ao momento diversos problemas têm limitado a sua aplicação nos EUA - CEM (2003).

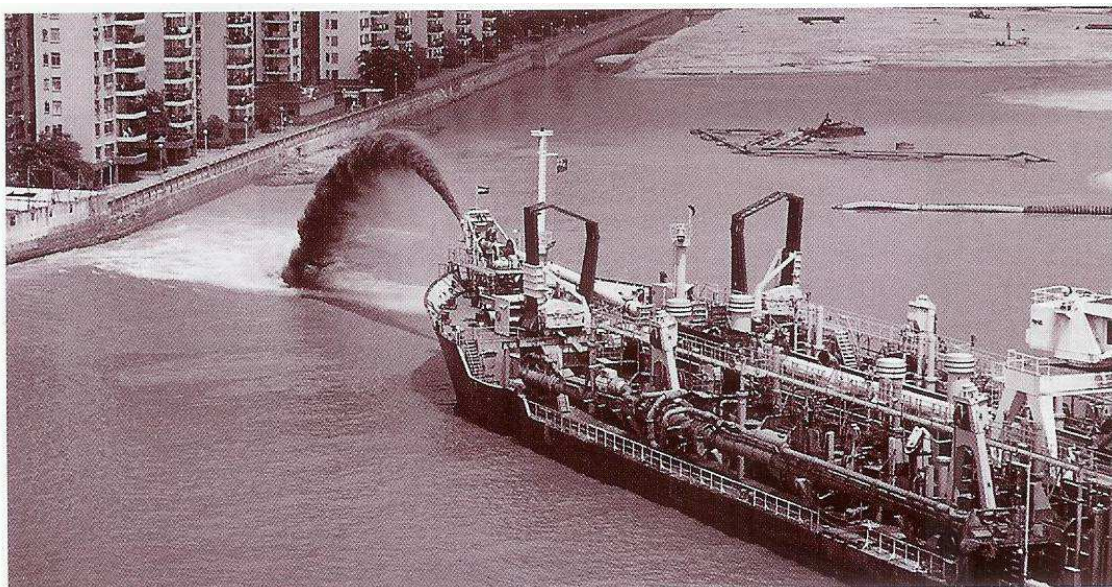



Figura 3.12 – Descarga em arco-íris (Environmental Aspects of Dredging - 1997)

3.1.5.6. Descrição de algumas dragas comerciais frequentemente utilizadas

Para as operações de transposição artificial ou de alimentação artificial com areias, ou simples dragagens portuárias, existem no mercado diversas dragas, com concepções e funções diferentes, e que já foram sendo introduzidas nos pontos anteriores. Faz-se em seguida uma breve descrição do funcionamento e capacidade de alguns tipos destas dragas comerciais frequentemente utilizadas neste tipo de operações.

Uma draga de sucção não estacionária ou *´trailing suction suction hopper dredger’* (figuras 3.13 e 3.14) é uma barcaça de grande volume de porão com mobilidade. Para começar a dragar, a barcaça reduz a sua velocidade, fazendo descer então as tubagens de sucção de ambos os lados do navio, até atingir os fundos marinhos. Bombas submersíveis de areia (‘*sand pumps)’* aspiram então o sedimento para o porão da barcaça. O excesso de água é expulso para fora da barcaça por um sistema de tubagens. Quando os porões estão cheios, a barcaça move-se para o ponto de descarga onde descarrega o sedimento fluidificado em uma das seguintes formas:

- Bombando o sedimento através de tubagens até ao ponto de descarga, quando este se encontra a uma certa distância;
- Descarregando o sedimento através da abertura dos porões, quando em águas profundas;
- Bombando o sedimento através de um jacto em ‘arco-íris’, quando é possível à barcaça aproximar-se suficientemente do local, ou seja quando as profundidades dos fundos o permitem;

Estas dragas são capazes de transportar grandes quantidades de sedimento, e percorrer longas distâncias.

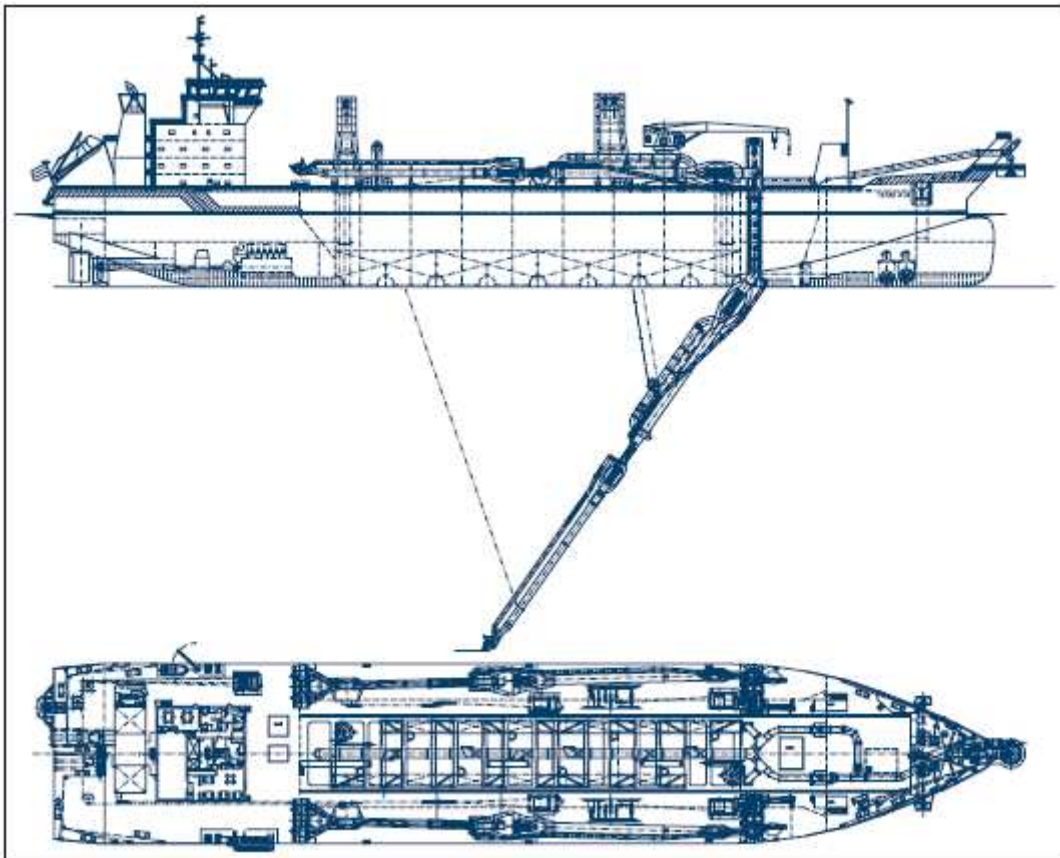



Figura 3.13 – Esquema tipo de uma draga de sucção não estacionária (www.vanoord.com)

Figura 3.14 – Draga de sucção não estacionária (www.vanoord.com)

A maioria das dragas de sucção estacionárias ou '*cutter suction dredgers*' são como diz o próprio nome, estacionárias o que significa que têm de ser rebocadas até ao local pretendido por outros equipamentos (rebocadores). Quando em posição, dispositivos que se prolongam até aos fundos marinhos, mantém a draga estável, como exemplificado na figura 3.15. Na extremidade do equipamento de dragagem possuem um 'cabeça rotativa' ou '*cutter head*' que 'corta' através do solo enquanto se move horizontalmente. A cabeça rotativa é descida até aos fundos com a ajuda de equipamento mecânico. O material posto em suspensão pela acção da 'cabeça rotativa' é então aspirado e bombado até ao seu destino através de uma tubagem flutuante. Estas dragas são normalmente adequadas para casos de solos duros ou para bombar grandes quantidades de sedimento em águas superficiais.

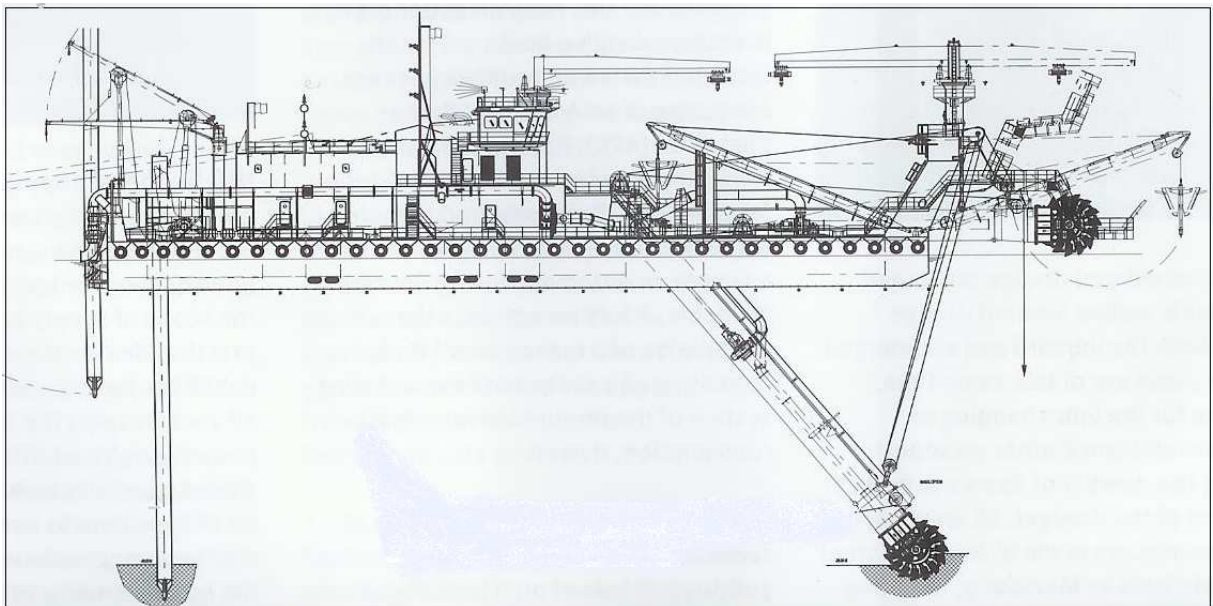



Figura 3.15 – Esquema tipo de uma draga de sucção estacionária (Ports and Dredging - 2007)

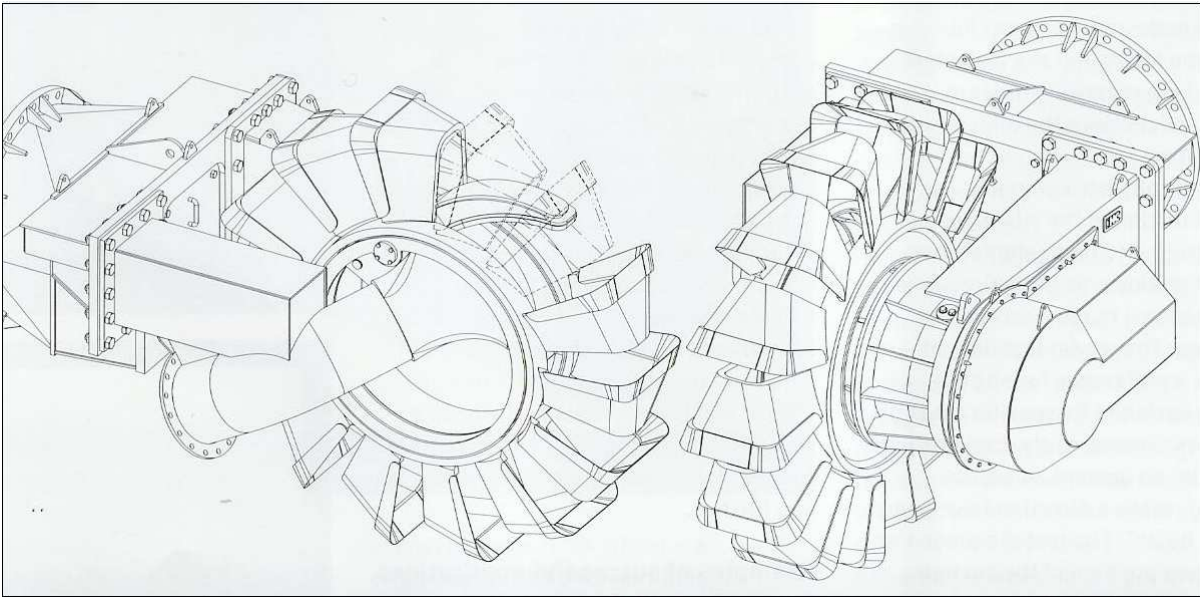



Figura 3.16 – Esquema tipo da cabeça rotativa ou '*cutter head'* (Ports and Dredging - 2007)

Figura 3.17 – Draga de sucção estacionária em operação (www.vanoord.com)

O aspecto mais peculiar de uma draga de injecção de água ou '*water injection dredge*' é o facto de esta possuir a capacidade de descarregar um jacto de água nos fundos marinhos, a partir da parte inferior do casco da barcaça. Grandes quantidades de água são injectadas sobre os fundos a baixa pressão afastando o sedimento para os lados, e criando a vala pretendida. É usada na manutenção de fundos siltosos, ou para criar condições para que dragas de maior calado possam operar.

Figura 3.18 – Draga de injecção de água ou '*water injection dredge'* (www.vanoord.com)

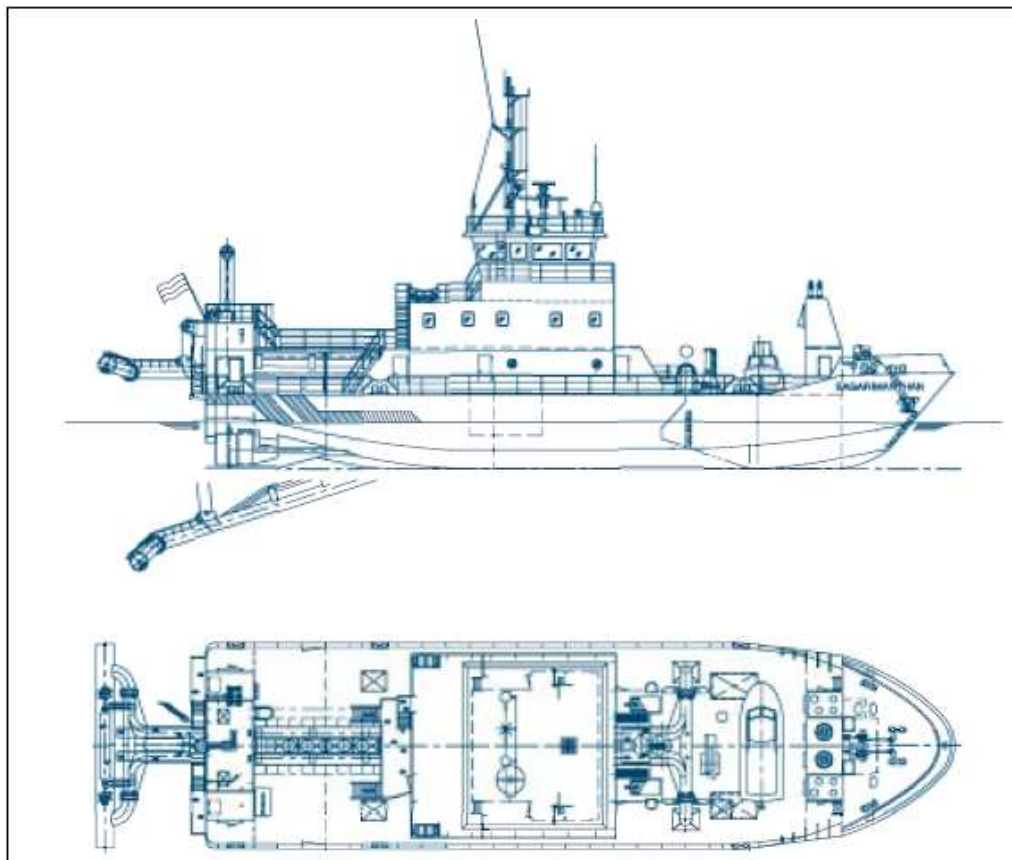



Figura 3.19 – Esquema geral de uma draga de injecção de água ou '*water injection dredge* ' (www.vanoord.com)

3.1.6. SISTEMAS COM DESCARREGADORES INCORPORADOS NOS QUEBRAMARES (‘*WEIR JETTIES*’)

Os sistemas de transposição podem incluir na sua concepção descarregadores instalados no quebramar, são os chamados ‘weir jetties’. Basicamente o quebramar possui nestes casos uma secção de cota inferior ao resto da estrutura que permite que a agitação transporte o sedimento sobre o descarregador para o interior da embocadura. O objectivo destes sistemas é o de promover a acumulação natural do sedimento numa zona restrita, projectada e escavada para a deposição do sedimento, adjacente ao descarregador no interior da embocadura. Isto permite que o sedimento acumulado seja periodicamente dragado ou bombado com condições de protecção em relação à agitação marítima. É importante que a zona projectada para a acumulação do sedimento esteja afastada do canal de navegação de modo a não interferir com a navegabilidade, o que normalmente não levantará problemas quando as embocaduras são largas. Quando as embocaduras são estreitas, e a potencial armadilha de sedimento pode interferir com a navegabilidade, o descarregador e a zona de deposição são colocados exteriormente à embocadura (figura 3.21).

Em termos do seu funcionamento, estudos revelaram que a eficácia deste sistema é pobre para oscilações do nível de maré superiores a 3.6m, sendo recomendado que a cota do descarregador seja colocada a meio da cota de baixa-mar para amplitudes de maré inferiores a 0.6m, e a meio da cota de preia-mar para amplitudes de maré entre 0.6m e 1.5m – J. Richard Weggel (1981). A maior parte da areia transportada sobre os descarregadores, ocorre na zona estreita onde descarregador, praia e linha de água se encontram, sendo que uma quantidade muito inferior de material passa sobre o descarregador na forma suspensa junto à zona de rebentação – CEM (2003). Descarregadores, que são inapropriadamente longos ou baixos ou junto à linha de costa, podem induzir a um elevado transporte da areia da praia a barlamar para o interior da embocadura, resultando em erosão das praias e taxas de acumulação de sedimento demasiado elevadas na bacia de deposição. Estudos sugerem que a orientação ideal do descarregador com a costa seja entre 30º e 60º, com as extremidades do quebramar paralelas (CEM -2003, Seabergh -1983).

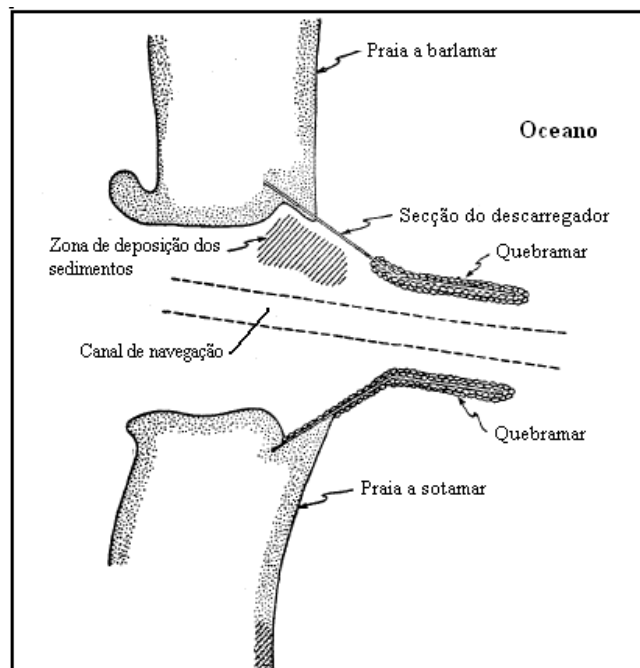



Figura 3.20 – Sistema com descarregador incorporado no quebramar (Weggel, 1981)

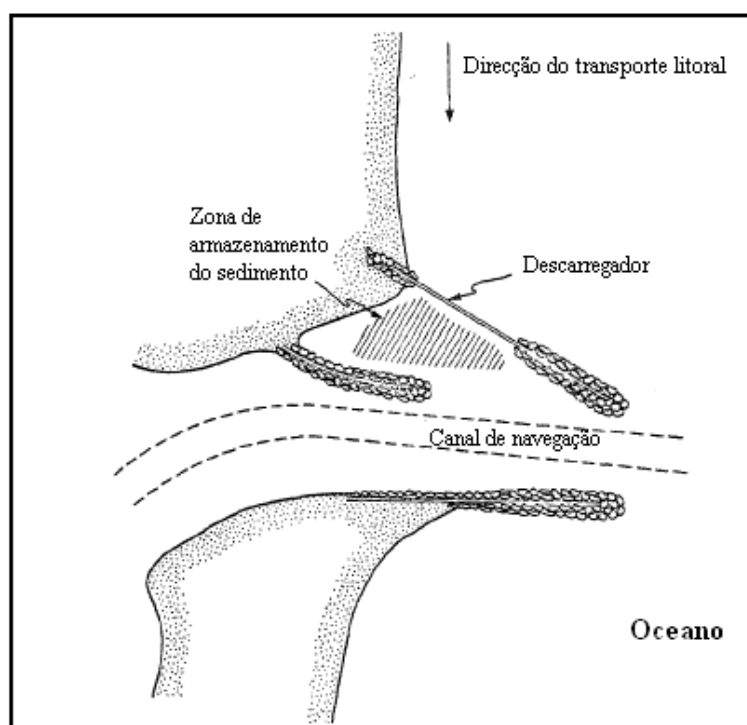



Figura 3.21 – Sistema com descarregador exterior (Weggel, 1981)

O sistema ideal com descarregador é o que minimiza a quantidade de sedimentos que necessita de ser transferido. Este mínimo é o balanço do transporte longitudinal que chega à embocadura. Num sistema ideal, apenas Qnet se depositaria na área de armazenamento de sedimento para ser transferido para a praia a jusante – Weggel (1981). Na figura 3.22 está ilustrado um exemplo em que o sistema está preparado para receber Qnet, mas chega Q_R, logo Q_R – Qnet tem de ser armazenado na praia a barlamar para evitar que o sedimento se mova para o interior da embocadura. A forma e volume deste depósito pode ser estimada a partir de modelos analíticos como Pélnard-Considére ou modelos numéricos como o GENESIS – CEM (2003).

No entanto existem diversos factores que não permitem atingir esta situação óptima. O transporte longitudinal não se mantém constante de ano para ano. Dependendo do regime de agitação local, a direcção do transporte litoral pode também variar de ano para ano, e por vezes até ao longo de um ano. É importante por isso ter disponível o maior número de registos possíveis, em termos das direcções e volumes anuais, sob o risco de se permitirem sérios erros na concepção do descarregador. Outro factor a ter em conta é que as condições de transporte numa determinada altura podem ser diferentes dos dois lados do porto devido à refracção das ondas causada por uma complexa batimetria existente junto à embocadura e diferenças na alimentação junto à costa – Weggel (1981).

O descarregador tem outras funções para além de promover a acumulação de material sedimentar. Para máxima protecção do sistema de dragagem em relação às ondas convém uma cota da crista do descarregador alta, mas para ter o desejado controlo de sedimentação convém que essa crista seja baixa. Também convém que seja baixa para que o sistema de 'limpeza' aquando de cheias funcione. Estas funções conflituosas requerem flexibilidade e estudo para se obter as melhores soluções.

A transição do equilíbrio que existe antes da construção da obra, para um equilíbrio após obra, requer algum tempo indeterminado para se atingir. Durante esta transição a eficácia do sistema pode ainda não reflectir verdadeiramente a sua capacidade.

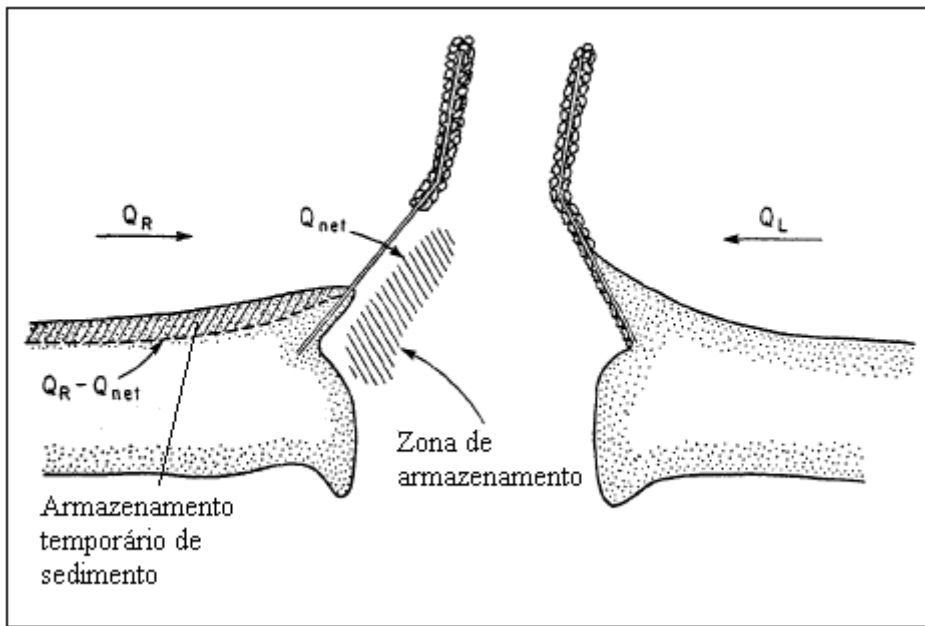



Figura 3.22 – Armazenamento temporário de sedimento a barlamar do descarregador (Weggel - 1981)

O design de cada um dos elementos é dependente das características hidráulicas locais, das marés, da agitação, do transporte longitudinal, do tamanho e tipo dos navios, e da geometria geral da embocadura – Weggel (1981).

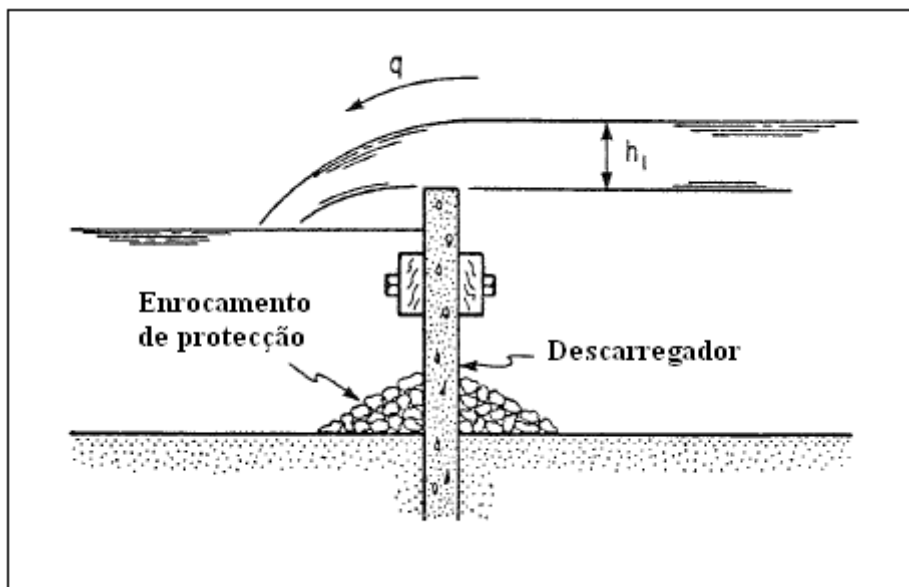



Figura 3.23 –Perfil do descarregador (Weggel - 1981)

3.1.7. Localização das descargas de material sedimentar

A escolha dos locais de descarga do material sedimentar deve ser criteriosa para que as operações não sejam inúteis na sua tentativa de mitigar as erosões das praias e para que o sedimento não volte a entrar no sistema dinâmico da embocadura, voltando a criar problemas de assoreamento. Assim a colocação longitudinal do material sedimentar deve ser realizada fora da zona directa de influência da embocadura, de modo a minimizar a probabilidade de retornar a esta e ao mesmo tempo maximizar o potencial de integração no sistema litoral activo de transporte – CEM (2003). O material deve ser largado na praia ou imediatamente junto a esta, ou em águas superficiais, junto à costa.

A distância longitudinal mínima em relação à embocadura para colocação do sedimento, pode ser determinada através de uma análise de refracção/transporte como descrita por Kana e Stevens (CEM, 1992). Em alternativa, modelos de alteração da morfologia costeira podem ser empregues, como o modelo unidimensional de Perlin e Dean (1983) (CEM - 2003) ou GENESIS (CEM - 2003, Hanson e Kraus, 1989). Mais uma vez o principal objectivo é o de definir a distância para a qual a influência local do potencial de transporte da embocadura é diminuta.

Quando a colocação directa do sedimento transposto na praia ou em águas muito superficiais não é possível, a colocação junto à costa pode ser uma alternativa. Na gestão de sedimentos de uma embocadura, o principal objectivo é o de criar uma berma activa, a partir da qual o sedimento colocado, irá migrar em direcção à costa e voltar para o sistema litoral activo. Hands e Allison (1991) (CEM - 2003) apresentam um modelo analítico que permite prever a profundidade em relação aos fundos marinhos a que deve ser colocado o sedimento, que separa as bermas activas das estáveis.

3.1.8. Capacidade de um sistema de transposição

A capacidade e a consequente produtividade de um sistema de transposição artificial, são em termos gerais função da quantidade do transporte litoral anual, do equipamento de bombagem, das zonas de depósito ou armadilhas de sedimento, dos descarregadores, e também do potencial efeito das flutuações sazonais e tempestades.

As armadilhas de sedimento ou áreas designadas especificamente para o armazenar, são crateras criadas por bombas ou outros sistemas de dragagem. Estas crateras têm o intuito de aprisionar o sedimento para permitir a sua posterior dragagem em boas condições. A agitação natural tem tendência a voltar a preencher a cratera dragada pela bomba, para o nível médio da cota dos fundos. Assim as crateras manter-se-ão vazias até que uma significativa actividade da agitação as vá preenchendo. Estudos demonstram que as crateras localizadas em pontos junto à costa são mais solicitadas e enchem mais rapidamente – CEM (2003).

O volume teórico **Vc** de uma típica cratera de dragagem, excluindo o uso de fluidificadores, pode ser estimado por:

$$Vc = L_c \cdot d_c \left(b + \frac{d_c}{m} \right) + \pi \cdot d_c \left(\frac{b^2}{4} + \frac{f \cdot d_c}{2m} + \frac{{d_c}^2}{3m^2} \right) \quad (3.1)$$

onde **Lc** é o comprimento da cratera, **dc** é a profundidade abaixo do nível dos fundos, **b** representa a largura do fundo da cratera, e **m** é a inclinação desta. (figura 3.15). Para areia média a fina, e profundidades da cratera entre 1.5m e 2.75m, a inclinação **m** é de cerca de 0.5, e **b** está entre 6 a 9 vezes o diâmetro do tubo de aspiração. Para crateras circulares (bombas fixas) **Lc**=0.

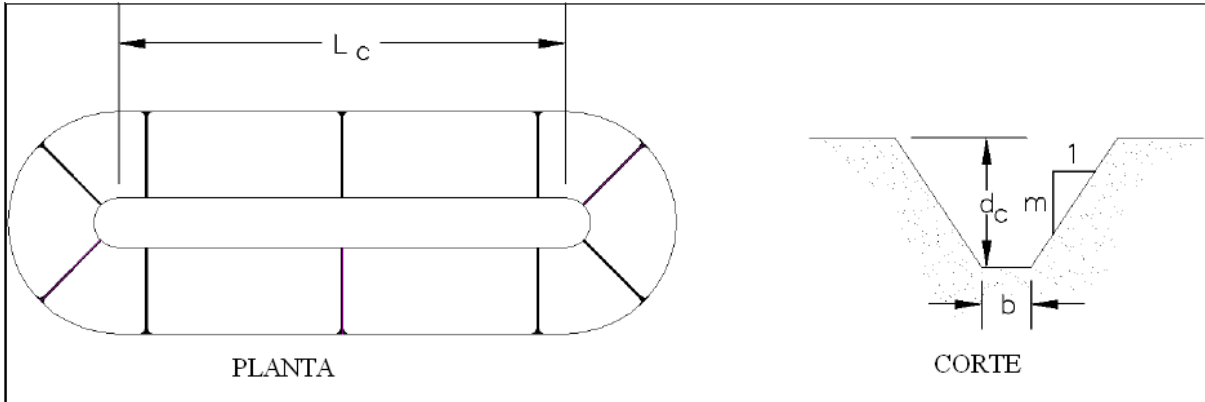



Figura 3.24 – Cratera de aspiração ou de escavação (CEM - 2003)

Embora as bombas de dragagem possam ter capacidades elevadas de transporte horário ou anual, as produções médias horárias são altamente influenciadas por outros factores como as limitações mecânicas e das tubagens frequentemente afectadas pela acumulação de detritos, e os padrões e taxas de enchimento das crateras de aspiração das bombas, etc. A produtividade de cada sistema individual é muito dependente das condições físicas específicas de cada local e da dinâmica sedimentar local. Por exemplo Bodge (CEM, 1993) observou que a capacidade de transporte do sistema fixo de transposição de areias da embocadura de 'South Lake Worth', Florida, EUA (ver Anexo 1) sofre normalmente mais de limitações derivadas das taxas de enchimento das crateras, do que da capacidade do sistema implementado. O tempo necessário para esvaziar uma cratera, caso esteja cheia é:

$$T_E = V_C /(E - S) \quad (3.2)$$

onde **S** é a taxa volumétrica média de enchimento da cratera durante e depois de uma dada operação de dragagem, e **E** é a capacidade volumétrica da bomba (em termos de balanço) após considerar todas as limitações mecânicas e etc. A taxa de enchimento da cratera **S**, irá exceder a efectiva capacidade de transposição do sistema **E**, se:

$$S > \frac{1}{2} E \left[1 + \sqrt{1 - \frac{4Vc}{ET_B}} \right] \quad (3.3)$$

onde **Tb** é o tempo entre o início de eventos subsequentes de dragagem. Por exemplo, para operações diárias **Tb**=24h. Valores indefinidos do radical indicam que o sistema está limitado pela capacidade volumétrica da bomba durante o intervalo de tempo **Tb**, e não pelo volume da cratera.

A distribuição das taxas de acumulação de sedimento das crateras, pode ser aproximada por uma distribuição de Rayleigh centrada na taxa média de acumulação do local. A taxa média de acumulação da embocadura pode ser aproximada a partir de dados existentes de transposição (o valor médio do volume transposto dividido pelo tempo que precede cada operação de transposição) – CEM (2003).

A percentagem de tempo em que a equação (3.3) é verdadeira, indica a percentagem de tempo na qual o sistema é limitado pela sua capacidade mecânica, ou seja aquele espaço de tempo em que a cratera já se encontra novamente preenchida antes do próximo ciclo de bombagem do sistema poder

iniciar-se. A percentagem de tempo em que a equação é falsa, indica que nesse período a cratera ainda não foi capaz de se preencher totalmente com sedimento, embora o sistema de transposição já esteja preparado para começar novo ciclo. Neste caso o aumento da capacidade mecânica do sistema não surtirá efeito na produtividade em geral – CEM (2003).

Nos casos em que a transferência de areia é limitada pelos ritmos de enchimento das crateras, aumentos no balanço da produtividade requerem que as bombas sejam movidas individualmente durante o dia, ou que se usem múltiplas bombas. Movimentar uma bomba implica que esta possa ser fisicamente transportada para outro local ou que o equipamento de aspiração desta seja montado num suporte móvel. O objectivo é aumentar o volume da cratera. A experiência diz que no caso de sistemas fixos, as crateras tendem a acumular material de maior granulometria nas suas margens, resultando em menores volumes da própria cratera – CEM (2003). No caso geral em que o sedimento contido numa armadilha de sedimento não é suposto servir como fonte de alimentação das praias quando a direcção do transporte longitudinal reverte, a capacidade da armadilha deve ser projectada para acomodar todo o material incidente a essa parte da embocadura onde ela se encontra, durante o intervalo de tempo entre as operações de transposição. Acomodações para variações nas taxas de transporte anual ou sasonal devem ser tidas em conta. No mínimo deve-se examinar a variação estatística das taxas de transporte total em relação à média. Para além disto, não se deve assumir que a deposição na armadilha será uniforme. A utilização correcta de armadilhas de sedimento para uma efectiva gestão de sedimentos numa embocadura, requer que estas sejam escavadas ou esvaziadas antes ou na precisa altura a que se atinge a sua capacidade máxima – CEM (2003).

3.1.9. Custos

O custo dos projectos de transposição artificial é variável, dependendo da quantidade e complexidade do trabalho e o potencial para combinar projectos nos quais equipamento similar é utilizado.

As maiores economias são feitas quando as estratégias de gestão de sedimentos da embocadura podem ser combinadas com as operações de manutenção e dragagem inerentes e com outros projectos locais.

Estudos económicos comparativos devem ser realizados em casos onde as quantidades de sedimento a transportar podem ser minimizadas pela construção de estruturas adicionais na embocadura, melhoramento dos quebramares ou recolocação do canal de navegação. Os custos a curto prazo (capitais) destes trabalhos devem ser comparados com o decréscimo, a longo prazo, dos custos relacionados com a diminuição do recurso a dragagens.

De qualquer forma, os custos associados com o melhoramento da estratégia de gestão de sedimentos da embocadura, como a minimização dos efeitos erosivos nas praias adjacentes, devem ser comparados, com os custos de mitigação dessa mesma erosão através de estratégias independentes de alimentação de praias, e/ou os custos ligados directamente aos efeitos da erosão – CEM (2003).

3.2 Projectos Internacionais já implementados

Onde existam portos, embocaduras estabilizadas artificialmente, ou outra qualquer estrutura antrópica marítima, a Natureza é forçada a redefinir o ponto de equilíbrio dos sistemas hidrodinâmicos e morfo-sedimentares marítimo-fluviais devido à presença desses elementos, o que invariavelmente, a médio ou longo prazo leva a problemas de funcionamento dessas mesmas estruturas e também problemas do foro ambiental. É o que acontece com a retenção sedimentar por parte dos quebramares

de barlamar de portos, o assoreamento das embocaduras e a erosão das praias a sotamar das estruturas portuárias.

Embora em Portugal ainda não existam exemplos de sistemas de transposição artificial aplicados, no panorama internacional esta é uma solução já practicada há muito tempo. Estes sistemas têm sido alvo de vários estudos, que levaram a diversas concepções e organização funcional dos mesmos, concepções essas genericamente descritas no ponto 3.1. No entanto, apesar dessas diferenças, existem sempre pontos em comum em termos dos seus objectivos: melhorar a navegabilidade na embocadura combatendo o assoreamento e permitindo que o porto se mantenha operativo; e utilizar o sedimento dragado na embocadura ou adjacente aos quebramares, para alimentar artificialmente as praias a sotamar da embocadura, combatendo a erosão. É esta a essência de um sistema de transposição artificial de sedimentos. Internacionalmente os Estados Unidos têm já uma longa experiência com estes sistemas, destacando-se entre os projectos aqui retratados o da embocadura de ‘South Worth Lake’, cuja primeira tentativa de implantação de um sistema de transposição artificial remonta já ao ano de 1937. Os projectos americanos variam entre sistemas móveis e semi-móveis, contínuos ou periódicos, com ou sem descarregador, mas são poucos os exemplos de sistemas puramente fixos. Recentemente os casos australianos do rio ‘Nerang’ e do rio ‘Tweed’ ganharam destaque, quer por serem sistemas totalmente fixos, quer pela sua dimensão e sucesso.

Embora já tenham, em diversos casos, provado a sua utilidade, pelo sucesso no cumprimento dos objectivos atrás enunciados, a aplicação dos sistemas de transposição artificial tem sofrido alguns fracassos também, quer pelo desconhecimento em relação aos complexos mecanismos hidrodinâmicos e morfo-sedimentares que estão associados à costa e às embocaduras, o que levou a repetidas más avaliações dos fluxos e magnitude do transporte sedimentar, quer por insuficiências em termos do equipamento, nomeadamente as bombas de aspiração que frequentemente avariavam devido à acumulação de lixos e detritos nas crateras de aspiração danificando o equipamento e diminuindo drasticamente o seu rendimento, quer por deficiente dimensionamento de quebramares/esporões e outras estruturas marítimas, quer por negligência dos próprios intervenientes e entidades envolvidas, entre outros factores.

No quadro seguintes faz-se um resumo de alguns dos projectos internacionais de transposição já implementados, em termos da sua concepção geral, equipamento, volumes anuais, preços, problemas de funcionamento. Procurou-se incluir aqueles com concepções mais relevantes e sobre os quais o volume de informação disponível era maior. Alguns destes projectos estão retratados mais pormenorizadamente no Anexo 1.

Quadro 3.1 – Sistemas de transposição artificial internacionais

	Caso de estudo	Localização	Condições de agitação	Marés	Tipo de sistema	Transporte litoral anual (m3)	Produtividade	Características técnicas	Custos	Problemas
1	Rio Nerang (Austrália) Implementado em 1986	Costa Este Australiana, banhada pelo Oceano Pacífico	Hrms=1,79m Tm=10s Direcção SE	Amplitude máx =1,8m	Sistema contínuo e fixo com 10 bombas de jacto instaladas numa ponte-cais com 490m	Dominante para Norte = 580000 m3/ano	333m3/h (méd) 570m3/h(máx) 4,3kwh/m3 4,8h/dia (méd)	Bombas de jacto Genflo 'sand bug' a 103m3/h de 9cm	1,57$/m3 ($ EUA)	Sistema extremamente bem sucedido mas c/ danos nas bombas e danos causados por acumulação de detritos
2	Rio Tweed (Austrália) Implementado em 2001	Costa Este Australiana, banhada pelo Oceano Pacífico	Hrms=1,79m Tm=10s Direcção SE	Amplitude máx =1,8m	Sistema contínuo e fixo com 11 bombas de jacto instaladas numa ponte-cais com 450m. Possui 4 pontos de descarga.	Dominante para Norte = 500000 m3/ano	Pode transferir no máx 12000 m3/dia com até 5 bombas operando em simultâneo	-	-	Necessita de dragagens suplementares periódicas (draga móvel), pois o QM sul é demasiado curto para funcionar como barreira eficaz
3	Rio Indian (EUA) Implementado em 1990.	Costa Este dos EUA, banhada pelo Oceano Atlântico	T=4s a 15s Hm=2m	-	Semi-móvel e contínuo, bomba+grua instalados na praia,num raio de acção de 120m a sul do QM sul. Grua móvel	84000 m3/ano para Norte	212m3/h (méd) 1,1h/dia (méd)	610m de tubagem (D280) Bomba de jacto Genflo	2,10$/m3 ($ EUA) ($ de 1995)	-
4	Embocadura do South Lake Worth, Florida (EUA). Implementado em 1937	Costa Este dos EUA, banhada pelo Oceano Atlântico	Tm=8s Hm=1,20m Direcção NE Hmax=7m (tempestade)	Amplitude máx =0,8m	Fixo e contínuo. Planta fixa montada no QM Norte, com bomba de sucção fixa e tubo de aspiração. Suspenso por braço mecânico de 9m de raio	135000 m3/ano para Sul	122 m3/h (máx). Sistema transporta 50000m3/ano. 1,12h/dia	Tubo de aspiração de 30,5cm. Tubo descarga D250. Braço mecânico 9m de raio	3,90$/m3 ($ EUA) ($ de 1995)	-

	Caso de estudo	Localização	Condições de agitação	Marés	Tipo de sistema	Transporte litoral anual (m3)	Produtividade	Características técnicas	Custos	Problemas
5	Embocadura de Masonboro, Carolina do Norte (EUA)	Costa Este dos EUA, banhada pelo Oceano Atlântico	Hm=1,1m Tm=7s	Amplitude máx =2,0m	Periódico. Tem um descarregador a barlamar e uma armadilha de sedimento Dragagens de 4em4 anos e sedimento 'bypassed' para N e S.	220000 m3/ano para Sul. A bacia de deposição é dragada de4em4 anos =920000m3	-	Descarregador com 305m. Bacia com 283000 m3 de capacidade	3,61$/m3 ($ EUA) ($ de 1995)	Sistema bem sucedido, mas com as dragagens de 4em4 anos, o sedimento extravasa a área da bacia
6	Porto das Channel Islands, California. Implementado em 1960	Oceano Pacífico (EUA)	-	-	Periódico. Sedimento acumula na armadilha do QM destacado. Dragada de 2em2 anos	612000 a 920000 m3/ano	-	QM destacado de 700m. Dragagens por planta convencional	2,88$/m3 ($ EUA) ($ de 1995)	-
7	Porto Canaveral, Florida. Implementado em 1995	Costa Atlântica dos EUA	-	-	Periódico. Dragagens de 6em6 anos de 690000 m3 na praia de barlamar	152000 m3/ano para Sul	-	-	5,5$/m3 ($ EUA) ($ de 1995)	-
8	Porto de Oceanside, California. Implementado em 1989	Costa banhada pelo Oceano Pacífico (EUA)	-	-	Semi-móvel contínuo. 2 bombas de jacto fixas na entrada do porto + 1 b.jacto com grua móvel instalada no QM de barlamar	Net=190000 m3/ano Total=920000 m3/ano	As 2 bombas da entrada transferem 152000 m3/ano. A do QM transfere 114000 m3/ano	Bomba QM =251 m3/h Bomba entrada =171m3/h	-	Problemas relacionados com a acumulação de detritos sólidos na zona de aspiração das bombas

	Caso de estudo	Localização	Condições de agitação	Marés	Tipo de sistema	Transporte litoral anual (m3)	Transferência média horária	Características técnicas	Custos	Problemas
9	Porto de Santa Cruz, Califórnia (EUA). Implementado em 1989	Costa Norte da baía de Monterey no Oceano Pacífico a sul de S. Francisco	-	-	Sistema com uma bomba hidráulica	230000 a 383000 m3/ano	-	Bomba hidráulica de 40 cm a176000 m3/ano	-	Problemas relacionados com a acumulação de detritos sólidos na zona de aspiração das bombas
10	Embocadura de Boca Raton, Florida	25 km a Norte de Fort Laudernale, Costa Atlântica dos EUA	-	-	Tem uma parte fixa e contínua com draga e tubagem flutuante, operando com 40300 m3/ano a partir da armadilha de sedimento Tem uma parte móvel e peródica com 176000 m3 a serem dragados de 10em10anos no banco de areia de vazante	124000 m3/ano	-	Descarregador com 20 m de comprimento instalado no QM Norte. Bomba mais tugbagem flutuante	-	-
11	Porto de Santa Barbara, Califórnia Implementado em 1966	Costa Oeste dos EUA banhada pelo Oceano Pacífico, a Norte de Los Angeles	-	-	Bomba hidráulica com tubagem de descarga	Net=205000 m3/ano Total=282000 m3/ano	Sistema transfere 267000 m3/ano em média	Bomba hidráulica com tubagem de descarga	-	-
12	Embocadura de Rudee, Virginia. Implementado em 1975	A Sul da praia da Virginia, EUA	-	-	Semi-móvel com 2bombas de jacto instaladas na secção do descarregador	-	-	2bombas de jacto + descarregador + tubo de descarga de 20cm em aço Cap=38 m3/h 3,7 h/dia	-	-

4
APLICAÇÕES A CASOS PORTUGUESES

4.1. ENQUADRAMENTO

Neste capítulo o objectivo é fundamentalmente descrever alguns casos portugueses onde se verifique a possibilidade de uma aplicação exequível e útil de sistemas de transposição artificial de sedimentos. Estes casos de estudo são os já referidos no Capítulo 1: Figueira da Foz, Aveiro, Costa da Caparica, praia da Aguda e Vila Praia de Âncora.

Cada caso é tratado individualmente em termos da sua evolução histórica ao longo dos anos, do estudo dos processos de agitação marítima, hidromorfológicos e sedimentares associados, e em termos das estimativas da direcção e intensidade do transporte sedimentar, nomeadamente em volumes anuais.

Estes elementos são a base para o planeamento e dimensionamento das soluções propostas para cada caso, o que está realizado no Capítulo 5.

4.2. BARRA DA FIGUEIRA DA FOZ

4.2.1. CARACTERÍSTICAS GERAIS

O porto da Figueira da Foz sempre foi um meio de ligar o interior ao litoral, situa-se na foz do rio Mondego que é navegável até mais de 50 km da foz. Na margem Norte e junto da foz fica a cidade da Figueira da Foz. É utilizado por navios de pesca, comerciais e de recreio, o que o torna relativamente movimentado por navios de algum porte. A sua praia próxima, é uma estância balnear de grande concentração no Verão, e de Novembro a Fevereiro a barra costuma fechar em média cerca de 30 dias devido à ondulação relacionada com os ventos de W e NW, que se propaga através dos molhes tornando a barra impraticável. Tem como faróis o Cabo Mondego, Penedo da Saudade, Nazaré, Berlengas e Cabo Carvoeiro.

Pelas suas características é, no âmbito comercial, um porto vocacionado para dar resposta ao desenvolvimento do transporte marítimo de curta distância (TMCD). No ano 2000 o sector comercial do porto movimentou 903000 toneladas, com um correspondente tráfego de 356 navios comerciais, revelando um aumento de 17% e 13% respectivamente, em relação ao ano de 1999. A pesca constitui também um importante sector, de âmbito económico e social, o volume de pescado transaccionado ultrapassou em 2000 as 9000 toneladas – 9,5 milhões de euros. O sector de recreio tem registado uma cada vez maior procura de instalações.

Já há algum tempo que estão previstas obras de melhoria e actualização das condições do porto da Figueira da Foz, sendo que o Instituto Portuário e os Transportes Marítimos lançou a 08/02/07 dois concursos públicos globalmente avaliados em 15,4 milhões de euros para obras no porto. As referidas obras serão o prolongamento do molhe norte em 400 metros e ampliação do canal de navegação de forma a compatibilizá-lo com o prolongamento, e a construção de cerca de 240 metros de cais acostável vertical com fundos à cota -8 ZH. O prolongamento do molhe e até mesmo a possibilidade de um sistema de transposição artificial ou 'bypass' são intervenções já equacionadas desde há alguns anos, embora nunca concretizadas até hoje. Com o prolongamento do molhe norte o problema da agitação ficaria minorado, mas não o assoreamento.

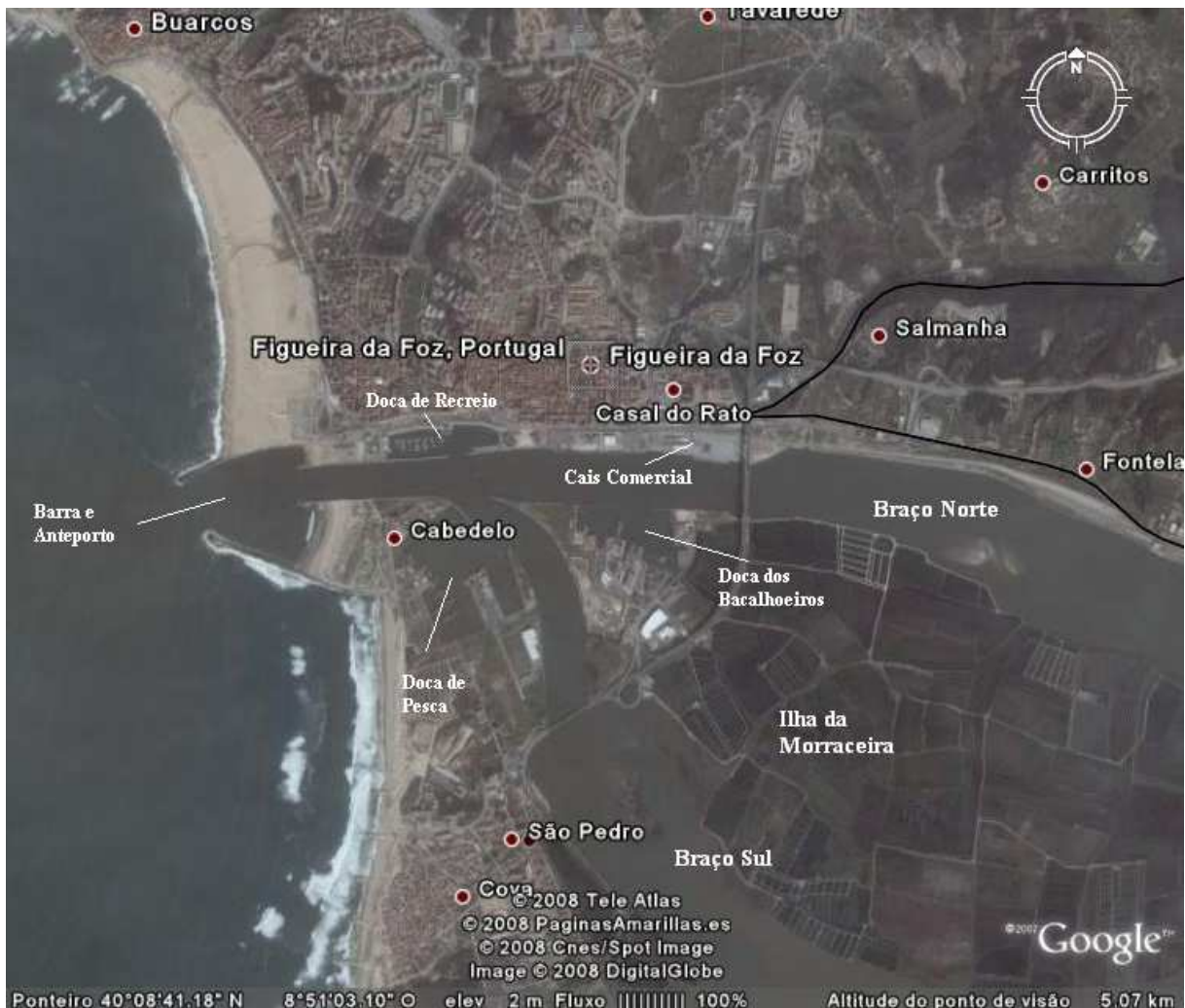



Figura 4.1. – Morfologia da costa da Figueira da Foz e do estuário do Mondego

O estuário do Mondego, onde se situa o Porto da Figueira da Foz, já foi outrora um largo golfo que permitia a penetração de embarcações até Coimbra, mas hoje em dia está numa fase adiantada do seu processo de colmatação sedimentar, com uma consequente redução drástica das áreas inundáveis e obstrução das vias aquáticas. Para além do processo natural de enchimento da bacia, a realização de obras no Mondego: barragens, correcção da rede hidrográfica, projecto hidrográfico do baixo Mondego e a regularização do troço navegável do braço Norte provocaram um conjunto de impactes do ponto de vista hidrológico, sedimentar, ecológico e paisagístico que conduziram à perda de importantes sectores estuarinos e alterações profundas noutros. A alteração funcional, o aumento da

intensidade da exploração económica do território a contaminação e poluição das águas e solos e a própria acção dos processos erosivos costeiros adjacentes estão a provocar a rápida degradação da paisagem e ecologia estuarinas - José Luís G. S. Ribeiro (2002). A área a sul do estuário do Mondego é actualmente uma zona de risco em termos ambientais devido às acções antrópicas, pelo que a transposição artificial de sedimentos se justifica ainda mais, como medida mitigadora de impactes.

4.2.2. Processos hidromorfológicos e sedimentares

4.2.2.1. Operações históricas relevantes

Embora os estuários possuam geralmente boas condições ao estabelecimento de portos comerciais, com boas condições de abrigo face à agitação e acessibilidade fluvial muito para montante, os controlos da dinâmica sedimentar têm levado ao seu assoreamento progressivo na generalidade dos estuários e portos. O estuário do Mondego é um desses casos, onde o progressivo assoreamento veio ao longo dos anos promovendo uma cada vez maior dificuldade de acesso aos portos fluvio-marítimos interiores (sucessivamente Coimbra, Montemor, Soure, Santa Eulália e Veride). Assim o movimento portuário foi transferido para a foz, com grande movimento desde o século 18.

No entanto, as condições naturais associadas à agitação marítima e o incremento das actividades económicas na região, foi conduzindo a sucessivas intervenções e investimentos no desenvolvimento de estruturas portuárias e acessibilidades. Já no início do século 19, o Porto da Figueira da Foz apresentava dificuldades para receber embarcações devido aos múltiplos bancos arenosos existentes, à pouca profundidade e à embocadura divagante, sendo que as primeiras dragagens datam de 1859.

Entre 1962 e 1965 a necessidade de assegurar a acessibilidade a embarcações com maior calado levou à primeira grande fase de desenvolvimento do porto, que incluiu: o enrocamento do troço terminal do braço sul e a construção de extensos molhes – P. Proença Cunha & J. Almeida Mendes (2002).

A partir de 1977 foi iniciado o processo de extracção de areia na praia junto ao molhe norte, com o intuito de resolver o problema da saturação sedimentar do quebramar. Devido à interrupção no transporte litoral promovida pela presença do quebramar norte, os sedimentos passaram a acumular-se progressivamente, provocando o avanço do areal da praia da Figueira da Foz. O molhe ao saturar passou a permitir a passagem da totalidade do caudal sólido em deriva litoral e uma parte deste passou rapidamente a assorear a barra e o anteporto. A extracção aumentou progressivamente, com uma média anual de $400 \times 10^3 m^3$ de sedimento entre 1989 e1995. Em 1996 a extracção de areias na praia junto ao molhe norte foi interrompida.

Em 1990 foi introduzida uma draga de maxilas e entre 1994 e 1999, uma draga de sucção. O objectivo era o de permitir uma permanente manutenção das cotas dos fundos arenosos na barra e anteporto, pois apesar dos elevados montantes de areias retiradas na praia junto ao molhe norte, continuou a registar-se entrada de sedimentos marinhos no porto. A operação da draga teve naturalmente condicionada pelas condições da agitação marítima e operava preferencialmente na frente da cabeça do quebramar norte, mas também periodicamente no anteporto e canal de acesso ao cais comercial. Entre 1990 e 1999 o volume anual médio de areia extraído pelas dragas foi de $55 \times 10^3 m^3$ totalizando $547000 m^3$, não se incluindo aqui as dragagens de regularização.

4.2.2.2. Dinâmica Sedimentar

Durante a maior parte do ano, Portugal é afectado por ondulação de WNW devido ao Anticiclone próximo dos Açores, existindo também uma menos frequente ondulação de W e SW. A costa noroeste portuguesa é essencialmente arenosa, aproximadamente orientada a N21E, e é um sector costeiro afectado por uma agitação marítima bastante energética, caracterizado por uma altura de onda significativa média de 2m e um período de 12s. A agitação de oeste (W) atinge o seu máximo no Inverno, que é quando geralmente se dão os temporais provenientes de noroeste, com alturas de onda ao largo que facilmente chegam aos 8m, persistindo até cinco dias. O regime de maré é semi-diurno, com uma amplitude de maré que varia entre 2 e 4m em marés vivas. O transporte longilitoral é principalmente devido às ondas, de norte para sul, com uma intensidade média de 1-2 milhões de metros cúbicos por ano. Os sedimentos necessários para saturar a capacidade de transporte das ondas são provenientes de duas fontes: o Rio Douro e a erosão costeira. Em regime natural, o Rio Douro debitaria cerca de 1.8 milhões de metros cúbicos por ano, mas esta taxa tem vindo a diminuir, mostrando actualmente uma tendência de cessação, e, como consequência tem-se verificado um aumento da erosão costeira - C.Coelho *et al* (2006).

O sector costeiro da Figueira da Foz encontra-se limitado a norte pelo Cabo Mondego, uma arriba cuja base tem afloramentos rochosos. A sul deste cabo a costa inflecte para sudeste e, a seguir à praia de Buarcos vai recuperando a orientação típica da costa noroeste portuguesa - C.Coelho *et al* (2006). Para profundidades superiores a 25m os fundos não apresentam irregularidade na passagem do Cabo Mondego que se encontra a norte do Porto da Figueira, mantendo portanto o traçado geral da costa. As batimétricas acima de -5m ZH são muito influenciadas pelos molhes exteriores, sendo que por exemplo a batimétrica 0 ZH está desfasada para leste cerca de 600m a sul da embocadura - P. Proença Cunha & J. Almeida Mendes (2002). O banco de areia de vazante apresenta cerca de 300 metros de largura e 4 metros de altura, contornando o molhe norte, com adelgaçamento junto à cabeça do molhe sul (dados inferidos a partir de levantamentos topo-hidrográficos). Provavelmente, parte do transporte litoral dar-se-á ao longo deste banco, numa faixa a cerca dos -3 metros de profundidade. O banco de areia de vazante tem tendência a aproximar-se da barra e anteporto devido à fraca descarga do Mondego, prejudicando a entrada de embarcações com maior calado.

O troço compreendido entre o estuário do Rio Mondego e a praia da Leirosa corresponde a uma praia arenosa extensa. Junto ao Cabo Mondego os sedimentos são grosseiros, com alguns depósitos de gravilha, condicionados pelos afloramentos rochosos, enquanto para sul se encontram areias médias, essencialmente compostas de grãos de quartzo, e na praia submersa se verificam sedimentos finos a muito finos - C.Coelho *et al* (2006). De Maio a Outubro (em regra) o caudal sólido é persistente para sul, sendo que nos restantes meses pode ocorrer um transporte importante em ambos os sentidos. Em geral tem-se como referência o valor médio de 1 a 1.5 milhões de metros cúbicos anuais para o transporte litoral que a partir do norte alimenta o troço Cabo Mondego – Figueira da Foz. Note-se que este valor é um valor potencial máximo possível de ocorrer caso existissem sedimentos em abundância para serem transportados, baseado em fórmulas semi-empíricas, mas na verdade os valores que realmente atingem o porto são usualmente bastante inferiores, como demonstram os levantamentos topo-hidrográficos de anos sucessivos. Além disso as dinâmicas que controlam os processos hidromorfológicos e sedimentares são imprevisíveis e não raramente ocorrem grandes variações nas suas intensidades e direcções de ano para ano e mesmo por vezes em meses sucessivos, daí a grande complexidade do fenómeno. No troço terminal do estuário de margens rectilíneas e alinhadas longitudinalmente com a entrada do porto, a agitação de W propaga-se, provocando elevados níveis de agitação. Este raro fenómeno é de reduzida persistência e penetração para montante - P. Proença Cunha & J. Almeida Mendes (2002).

Figura 4.2 – Transporte litoral e porto da Figueira da Foz

O estuário do Mondego está hoje confinado a uma área de influência muito reduzida fruto das barreiras introduzidas ao avanço mareal em direcção a terra, e da artificialização das suas margens - José Luís G. S. Ribeiro (2002). O Rio corre em canal artificial de Coimbra à foz devido às diversas intervenções antrópicas ocorridas ao longo dos anos. Esta artificialização tem implicações no regime natural do rio, provocando grandes modificações hidráulicas e de capacidade de transporte, com drástica redução do caudal sólido afluente ao estuário. O estuário é caracterizado por dois braços, norte e sul, separados pela Ilha da Morraceira. Na verdade cada braço constitui um subsistema com características distintas do ponto de vista hidrodinâmico e sedimentológico, o subsistema Mondego (braço norte) e o subsistema Pranto (braço sul). No subsistema Mondego a descarga fluvial leva areão até à Fontela, areias muito grosseiras e até à ponte e finos até à desembocadura (figura 4.1.). A entrada marinha em enchente faz-se pelo lado sul do canal de desembocadura, devido à sedimentação na zona de sombra a norte por ondulação de NW, a enchente leva areias grosseiras a muito grosseiras até à área em frente ao cais comercial, e médias até à Carrapatosa - P. Proença Cunha & J. Almeida Mendes (2002). O subsistema Mondego apresenta ainda as seguintes características: mais profundo e predominantemente arenoso, intensivamente dragado para funcionalidade do porto, predominância fluvial face à mareal, energia fluvial reduzida (regularização de caudais), energia mareal reduzida (diminuição do prisma mareal).

No subsistema Pranto a enchente faz penetrar areias grosseiras a médias pela margem oeste. A vazante volta a transportar parte das areias entradas na enchente. Este subsistema apresenta ainda as seguintes características: menor profundidade (máximo de 3m), areias médias a finas e lodos, reduzido caudal fluvial, hidrodinâmica mareal.

Em comparação com a situação não regularizada, os sedimentos estuarinos apresentam uma penetração de areias marinhas no braço norte, devido ao decréscimo do caudal sólido fluvial, e da tendência natural para a recuperação das cotas que foram aprofundadas por dragagens. Pode-se afirmar que em termos globais este subsistema (Mondego) apresenta um deslocamento da hidrodinâmica mareal / fluvial para montante.

4.2.3. Estimativas da direcção e intensidade do transporte sedimentar

Depois do enquadramento histórico do Porto da Figueira em termos das suas operações históricas mais relevantes, e da caracterização dos processos hidromorfológicos e sedimentares existentes, pretende-se agora obter estimativas da intensidade do transporte sedimentar de modo a se obterem elementos concretos que permitam o estudo e posterior dimensionamento de uma solução possível em termos de sistemas de transposição artificial. A caracterização das direcções do transporte sedimentar e da agitação marítima foram temas já abordados com pormenor no ponto 4.2.2.2.

Importa reter essencialmente o seguinte:

- A construção dos quebramares do Porto da Figueira da Foz, veio interromper o denominado transporte litoral, passando a existir retenção de sedimentos na praia junto ao molhe norte (figura 4.2.);
- Como consequência da construção do quebramar, a praia da Figueira da Foz (a norte) atingiu larguras entre 200 e 500m, aumentando de norte para sul (ver figura 4.2.);
- O quebramar rapidamente saturou, e os sedimentos passaram a ultrapassá-lo na sua totalidade, com parte penetrando no interior do Porto contribuindo para o assoreamento como ilustrado na figura 4.2.;
- As praias a sul rapidamente começaram a erodir por efeito da interrupção do trânsito sedimentar, encontrando-se hoje muito recuadas e artificializadas (figura 4.2.);
- As dragagens realizadas ao longo dos anos no porto, quer sejam de regularização ou de manutenção, não foram utilizadas para mitigar os efeitos erosivos a sul, no máximo foram largados sedimentos a sul, no mar, mas não chegaram a ter efeito mitigador efectivo;
- Entre 1977 e 1996, foram extraídas areias da praia junto ao molhe norte, esta operação contribuiu para o 'aliviamento' da saturação sofrida pelo quebramar, reduzindo o volume de sedimento que penetrava no Porto. Essa operação foi interrompida, com implicações no assoreamento da barra e anteporto;
- Com a regularização do Rio Mondego e as sucessivas intervenções antrópicas, o potencial de transporte do rio ficou muito reduzido, sendo o Mondego responsável apenas por uma pequena parte do sedimento transportado para o estuário e Porto (excepto em situações de cheia);
- O potencial de transporte litoral máximo para a Figueira da Foz está avaliado em cerca de 1 a 1.5 milhões de metros cúbicos anuais de sedimento;

- Está previsto para 2008 o prolongamento do molhe norte, com implicações no trânsito sedimentar;
- O assoreamento na entrada do porto resulta essencialmente de um regime litoral muito intenso, em que o transporte litoral coloca em frente à barra volumes elevados de areia que penetram com a enchente;
- Um temporal pode provocar grande assoreamento na barra e banco de areia de vazante;

A partir da análise de três levantamentos topo-hidrográficos (Out 84 / Jun 96 / Mar 00) no sector estuarino que envolve a barra o anteporto e o canal de acesso portuário à ponte da Figueira da Foz é possível realizar uma estimativa do assoreamento médio nessa zona.

Em 1984 foi aprofundado o canal de navegação (anteporto-ponte) para -6m ZH e em 1985 foram feitas dragagens no canal de navegação ($35\times10^3 m^3$), e anteporto e junto ao cais comercial na ordem dos $616\times10^3 m^3$. Entre1990 e 1996 a draga de sucção operando na zona do anteporto e barra dragou $286\times10^3 m^3$ o que corresponde a uma média de $52.7\times10^3 m^3$ por ano. Estima-se que no total foram dragados no sector estuarino em análise cerca de $905\times10^3 m^3$ de sedimento, numa média de $77\times10^3 m^3$ (0.11m por ano). Os levantamentos de Out 84 e Jun 96 são praticamente coincidentes possuindo batimetrias similares, pelo que se pode concluir que os volumes removidos correspondem ao assoreamento nesse mesmo período.

Entre Jun 96 e Mar 00 realizaram-se dragagens de aprofundamento do canal e da barra de -4m para -7m ZH no valor de $1012\times10^3 m^3$, dragagens no terminal de granéis sólidos ($470\times10^3 m^3$), junto à ponte ($71\times10^3 m^3$), e dragagens de extracção contínua no anteporto e barra na ordem dos $265\times10^3 m^3$. No total foram dragados no sector estuarino em análise cerca de $1853\times10^3 m^3$ de sedimento entre Jun 96 e Mar 00. O levantamento de Mar 00 apresenta maiores profundidades em geral que o levantamento de Jun 96, pode considerar-se globalmente o Mar 00 a -6m ZH e o Jun 96 a -5m ZH.

O maior volume de sedimento removido no período de Jun 96 a Mar 00 ($1853\times10^3 m^3$) em relação ao removido no período entre Out 84 e Jun 96 ($905\times10^3 m^3$), deve resultar essencialmente do aprofundamento global de cotas efectuado, de -5 ZH para -6 ZH, e do facto de a remoção de areias na praia junto ao molhe norte ter cessado em 1996. Como se parou de extrair areia da praia norte, a totalidade do sedimento em deriva litoral ultrapassa agora o molhe norte que se encontra saturado, aumentando o assoreamento que afecta o porto. Para além disso existe sempre um rápido assoreamento após uma dragagem de aprofundamento, e o aprofundamento das cotas dos fundos para -6m ZH obriga a um aumento da manutenção permanente dos fundos, que tem tendência a assorear mais rapidamente com o aumento das profundidades de modo a manter o natural equilíbrio hidrodinâmico e sedimentar existente. Em conclusão, estima-se que serão necessárias dragagens periódicas (de modo a manter as cotas dos fundos a um mínimo de -6m ZH) na ordem dos $600\times10^3 m^3$ anuais. Note-se que este valor está bastante abaixo do valor do potencial de transporte litoral máximo da ordem dos 1 a 1.5 milhões de metros cúbicos de sedimento já referidos, estando mais de acordo com o valor médio estimado de $550\times10^3 m^3$ anuais de sedimento que alcançam a Figueira da Foz referidos por P. Proença e Cunha *et al* (1996).

O aumento previsto do molhe norte irá contribuir para o aumento da erosão a sul, reduzir o assoreamento relacionado com a enchente e a agitação incidente (principalmente a que vem de W), mas não resolve o problema do assoreamento, pois sem fazer extracção de areias na praia, o molhe voltará rapidamente a saturar.

4.3. Praia da Aguda

4.3.1. Características Gerais

A praia da Aguda localiza-se na costa noroeste portuguesa, em Vila Nova de Gaia. É uma praia piscatória, e desde há longos anos que a comunidade piscatória existente pretendia uma intervenção que resolvesse o problema da forte agitação marítima incidente, no sentido de aumentar o número de dias por ano em que as embarcações pudessem partir e regressar da faina. Entre 2 de Outubro de 2001 e 31 de Julho de 2002 foi construído pelo INAG um quebramar destacado (em betão ciclópico sobre afloramentos rochosos) com o intuito de proporcionar uma zona de abrigo, no sentido de melhorar as condições de segurança e operacionalidade. Paralelamente a obra teve também o objectivo de defender a frente marginal edificada da Aguda das acções directas das ondas do mar.

A obra cumpriu os objectivos a que se propunha, proporcionar uma zona de abrigo para os pescadores e proteger a frente edificada da Aguda que não voltou a ser alcançada pelas ondas, mas criou um outro problema que foi a formação de um tômbolo na zona protegida, ou seja provocou uma acumulação de areias na zona entre o quebramar e a marginal. Esse tômbolo, embora já previsto pelo projectista, tomou proporções muito maiores às que se esperavam, unindo rapidamente a marginal à extremidade Norte do quebramar, deixando de funcionar como um quebramar destacado e passando a funcionar como um esporão.

Apesar de a Norte o efeito de acumulação ser positivo ao possibilitar a constituição de uma ampla praia e o reforço natural das dunas, e de inicialmente se ter formado uma baía para acesso e varagem das embarcações, os sedimentos que se acumularam a barlamar (norte) e no tômbolo do quebramar da Aguda, progressivamente desde a sua construção, estão presentemente a movimentar-se para sotamar (Sul), atingindo a faixa de acesso das embarcações à zona abrigada. A acumulação de sedimentos na zona de entrada das embarcações condiciona a operacionalidade das condições de acesso à zona abrigada e saída para o mar. No Verão de 2007 a acessibilidade das embarcações a terra e ao mar ficou condicionada pelo estado da maré. Em baixa-mar as profundidades de água são insuficientes. Essa situação mantém-se até à actualidade – Veloso Gomes (2008).

A sul do quebramar verificou-se naturalmente um défice de sedimentos que passaram agora a fixar-se a norte, provocando o recuo da praia da Granja. Têm sido referidos receios em relação à possibilidade de as fundações da piscina da Granja poderem vir a ser afectadas. No entanto este recuo teve o ‘mérito’ de ter posto a descoberto numerosas formações rochosas ricas em vida marinha. No entanto é importante frisar que no passado, muitos anos antes da construção do quebramar da Aguda, já haviam ocorrido erosões nas praias da Granja e a sul da piscina, como atesta a actual configuração recuada da linha de costa e a existência de enrocamentos colocados há algumas dezenas de anos a sul desta piscina e da ‘Meia Laranja’ – Veloso Gomes (2008). A partir de 2006/2007 passou-se a verificar uma movimentação das areias de barlamar para sotamar do quebramar, por saturação deste. Esta movimentação será naturalmente benéfica para as praias a sul que passarão a ser alimentadas, e pode-se afirmar que a interrupção do transporte litoral associada à construção do quebramar passará, com o decorrer dos anos, a ter menos impactes a sul.

De modo a mitigar os impactes negativos derivados da construção do quebramar, a autarquia procedeu a diversas operações anuais, por camião ou por ‘dumper’ de transporte de areias da zona de acumulação a norte do quebramar para a praia da Granja. Desde a construção do quebramar e ao longo dos anos foram realizados diversos levantamentos topográficos das praias a norte e a sul do quebramar e estimados os volumes de areias acumulados ou em défice. Desconhecem-se no entanto os volumes e os locais exactos de recolha e deposição dos sedimentos nas operações realizadas pela autarquia. Apesar de estas operações proporcionarem uma ligeira melhoria das condições balneares na praia da

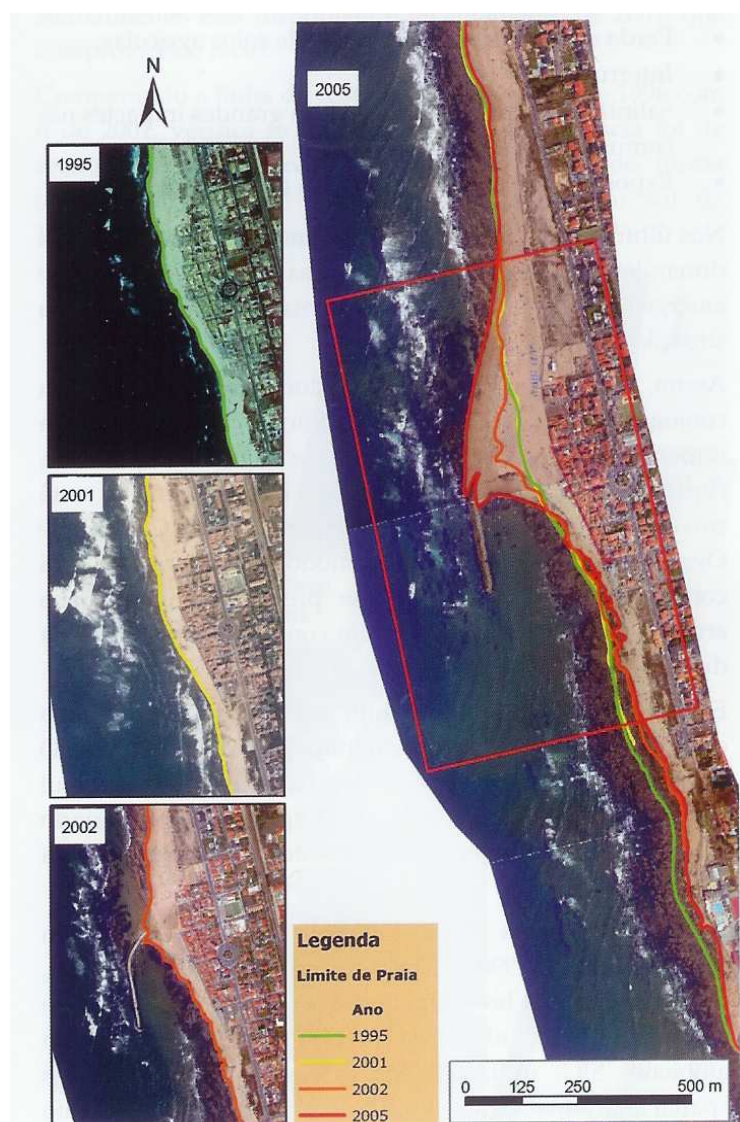



Figura 4.3 – Quebramar destacado da praia da Aguda, evolução do tômbolo de areia e linha de costa (Veloso Gomes *et al* – 2006)

Granja, têm exigido recargas anuais já que a agitação marítima se encarrega de rapidamente os transportar novamente no Inverno e Outono seguintes (e muito previsivelmente também a ribeira que desagua nessa zona é responsável pelo transporte dos sedimentos).

A questão crítica na praia da Aguda em relação à construção do quebramar é a acumulação de areias no plano de água da zona abrigada, que levanta problemas à navegação das embarcações dos pescadores, já que os fenómenos hidrodinâmicos e sedimentares naturais existentes encarregar-se-ão com o tempo de mitigar os impactes negativos na praia da Granja. Sobre o caso dos pescadores pondera-se actualmente sobre vários cenários, sendo no entanto complicado fazer uma análise custo-benefício de cada um destes, pois os próprios pescadores recusam-se a fornecer os valores das capturas registados na lota, para além do facto de que se continuam a desconhecer também os volumes e locais exactos de recolha e deposição dos sedimentos nas operações realizadas pela autarquia. A actividade piscatória na Aguda está claramente em queda, sendo que no início dos anos 50 existiam 64 embarcações, em 1964 eram 40 embarcações, em 1987 existiam 27 embarcações e actualmente

existem 9 embarcações de boca aberta e motores fora de bordo para a pesca profissional, e 4 embarcações para a 'pesca desportiva'. Com o envelhecimento que se verifica da comunidade piscatória e com a redução de stocks de peixe disponíveis para captura, levantam-se sérias questões sobre o verdadeiro benefício da utilização de dinheiros públicos para além dos que anualmente têm sido disponibilizados.

Em todo o caso uma primeira hipótese de intervenção, seria a 'não intervenção', ou seja deixar tudo como está em função de uma análise custo-benefício, não modificando portanto a actual situação de que se queixa a comunidade piscatória. Um segundo cenário na mesa seria a 'reposição, por remoção artificial de areias, das condições iniciais associáveis a um quebramar destacado', o problema desta hipótese é que estão reunidas as condições naturais para que em poucos anos (dois a quatro) a progressiva nova acumulação de areias venha a atingir os níveis actuais – Veloso Gomes (2008), mais uma vez seria indispensável uma análise custo-benefício. O terceiro cenário actualmente equacionado é o da 'transposição periódica de areias de norte para sul'. Torna-se necessário obter um levantamento topo-hidrográfico da zona.

Figura 4.4 – Portinho de pesca da praia da Aguda (google earth)

4.3.2. ESTIMATIVA DO ASSOREAMENTO ANUAL

As características da agitação marítima e das marés na zona da Aguda, são as usuais na costa noroeste portuguesa, forte agitação, e foram já indicadas no ponto 4.1.

O terceiro cenário 'transposição periódica de areias de norte para sul' é aquele que tem interesse do ponto de vista deste trabalho, pois vê-se ai a possibilidade de propor um sistema de transposição artificial de sedimentos exequível e com relativo interesse. Já aqui se referiu que se continua a desconhecer os volumes e os locais exactos de recolha e deposição dos sedimentos nas operações realizadas pela autarquia. Mas segundo informações colhidas informalmente e não comprovadas, a autarquia terá movimentado para Sul cerca de 25000 metros cúbicos de areia em 2005, 30000 metros cúbicos em 2006 e 12 mil metros cúbicos em 2007. Enquanto que as areias em 2005 e 2006 terão sido retiradas da zona interior, abrigada, do quebramar, em 2007 terão sido retiradas da zona do farolim

(mais a norte). Poderão existir alguns problemas de contaminação localizados na zona interior (existem na zona abrigada duas descargas de águas) – Veloso Gomes (2008). A confirmar-se o valor e a localização das retiradas relativos a 2007, poderá aqui residir um contributo para um agravamento da situação de acumulação de areias na zona que afecta o movimento das embarcações, a partir do Verão de 2007 - Veloso Gomes (2008). Após a realização de medidas locais por meios expeditos, acompanhadas pela recolha de documentação fotográfica em 8 de Fevereiro de 2008, admite-se, numa primeira aproximação, que será necessário retirar em 2008 cerca de 60 mil metros cúbicos de areia, da zona abrigada do quebramar, mas só com o levantamento hidrográfico será possível confirmar este valor – Veloso Gomes (2008). Face ao actual estado de assoreamento da zona abrigada, admite-se que trabalhando à maré, seja possível utilizar apenas equipamento terrestre para 'chegar' à zona interior do quebramar próxima da extremidade sul da cabeça. Só com o levantamento hidrográfico poderá ser possível confirmar este pressuposto técnico determinante nos custos e selecção do equipamento - Veloso Gomes (2008).

Para este estudo vai-se partir do pressuposto que o assoreamento anual na zona abrigada da Aguda se encontra nos 60000 metros cúbicos em média. O objectivo será recolher os sedimentos na zona abrigada e transportá-los para as praias a Sul através de um sistema de transposição artificial de sedimentos.

Figura 4.5 – Molhe da praia da Aguda (google earth)

4.4. COSTA DA CAPARICA

4.4.1. INTRODUÇÃO

O sector entre a Cova do Vapor e a Costa da Caparica, localizado na margem sul da embocadura do rio Tejo, é hoje em dia uma área em risco devido à progressiva erosão das praias da Costa da Caparica e de S. João, com o consequente avanço do mar, pondo em risco a frente urbana e a utilização das praias com fins balneares, sendo esta uma zona costeira submetida a elevadas pressões turísticas e urbanas, em especial durante o verão.

Historicamente, estas praias sempre foram protegidas por uma restinga natural localizada na margem sul do rio Tejo e que se projectava no sentido do farol do Bugio até 1929. No entanto, entre 1929 e 1957 a restinga apresentou um recuo de cerca de 1.5 km, acompanhado por um assinalável

recuo da linha de costa na frente urbana da Costa da Caparica. A restinga continuou a migrar no sentido de terra, localizando-se actualmente no interior do Estuário do rio Tejo, na região do terminal da NATO (3km de recuo total) – Veloso Gomes *et al* (2006). Entre 1957 e 1963, segundo Barceló, 1971, a duna recuou 100m e a cota da crista da duna diminuiu aproximadamente 6m. Estas transformações fisiográficas, provocaram a exposição da frente urbana às acções directas do mar, em especial durante a ocorrência de tempestades. De modo a contrariar os efeitos negativos de tal exposição, foram realizadas entre 1959 e 1971 na zona entre a praia da Costa da Caparica e Cova do Vapor, obras de defesa costeira em geral e da frente urbana em particular, nomeadamente uma obra de defesa aderente com 2.5 km de comprimento, e sete esporões com 180 m de comprimento unitário. Após as obras, entre 1972 e 2000 a linha de costa manteve-se aproximadamente estável, embora com episódios pontuais de galgamentos (Inverno de 1995-1996), com perda contínua de sedimentos entre os esporões e com degradação estrutural acentuada das obras de defesa.

No Inverno de 2000/2001, um novo ciclo de recuo da linha de costa foi iniciado, com erosão e galgamento da praia de S. João e da duna frontal – Veloso Gomes *et al* (2006). A perda de areal na zona da Costa da Caparica / Cova do Vapor, entre 2001 e 2007, assumiu proporções muito preocupantes particularmente na praia de S. João, onde as dunas foram seriamente afectadas e os parques de Campismo ficaram a poucos metros de serem inundados pelo mar. Curiosamente, a praia de S. João (entre a Costa da Caparica e a Cova do Vapor) tinha-se mantido com alguma estabilidade, durante cerca de 30 anos e até à data do levantamento hidrográfico do Instituto Hidrográfico (Setembro 2001), de tal forma que nunca foram construídos os esporões previstos para essa praia – Veloso Gomes *et al* (2006). Devido a esta progressiva perda de condições naturais, procedeu-se a intervenções de emergência durante os Invernos de 2002/2003, 2003/2004 e 2006/2007, na tentativa de minimizar estragos em infra-estruturas e equipamentos urbanos. As operações de emergência de 2003 consistiram na execução (de forma muito precária) de uma obra longitudinal aderente a norte do esporão norte da Costa da Caparica, devido à ocorrência de graves problemas de erosão e destruição significativa da duna na praia de S. João. No Inverno de 2006/2006 procedeu-se a nova intervenção de emergência depois de um dos parques de campismo existentes na zona ter sido parcialmente inundado pela agitação do mar, em consequência da rotura da obra de defesa precária que aí existia. A intervenção consistiu no reperfilamento da obra aderente realizada no ano 2003. Foram também realizadas intervenções de emergência ao longo de toda a praia de S. João (Inverno 2006 / 2007), consistindo numa ripagem de areias, para reajuste do perfil de praia e reforço do que restava do cordão dunar. As intervenções estiveram associadas às consequências dos temporais então registados – Veloso Gomes *et al* (2006). Paralelamente aos problemas de erosão, ocorrem elevadas pressões urbanísticas e turísticas, que têm como consequência o aumento das dificuldades e da complexidade da gestão desta zona costeira. A área urbana apresentou um acentuado crescimento no período entre 1972 e 1996.

De modo a minimizar as consequências do avanço do mar na zona em questão, foram apresentadas diversas propostas de soluções (FEUP/IHRH, 2001). Todas as alternativas estudadas consideraram a reabilitação da obra de defesa aderente existente porque esta é vital na protecção da área urbana. A proposta vencedora foi a denominada opção 4 (FEUP/IHRH, 2001), que consiste em 3 fases, resumidamente:

- Encurtamento de 3 esporões existentes e reabilitação dos restantes, reperfilamento da obra aderente existente (1ª fase);
- Alimentação artificial de areias (2ª fase);

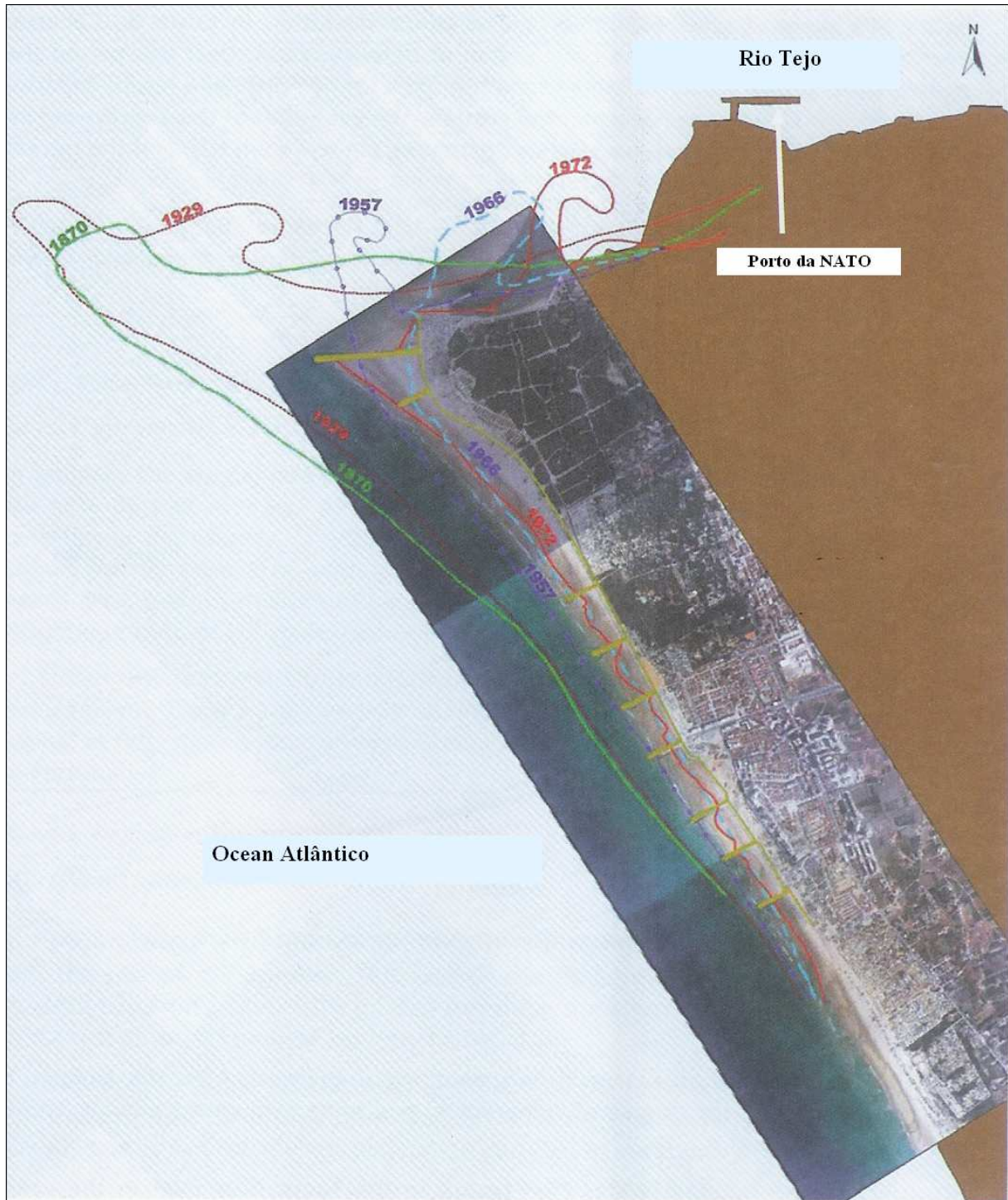



Figura 4.6 – Recuo da restinga e da linha de costa da Figueira da Foz ao longo dos anos (Eurosion – 2006)

- Eventual remoção dos 3 esporões pequenos e prolongamento dos restantes (3ª fase, após programa de monitorização);

A primeira fase foi concluída com sucesso, entre Outubro de 2004 e Maio de 2006, sem assinaláveis conflitos com as partes interessadas e sem acidentes, com um custo avaliado nos 8 milhões e 200 mil euros, e com um prazo de execução de 20 meses. Entre 19 de Julho e 1 de Setembro de 2007 foi

iniciada a segunda fase da obra, concretizando-se uma empreitada de alimentação artificial de areias (enchimento de perfil e berma próxima da costa) com um montante total de 500 000 metros cúbicos, sendo que o total projectado se encontra nos 3 milhões de metros cúbicos (estudo FEUP/IHRH). As manchas de empréstimo, são de origem 'off-shore', especificamente caracterizadas pelo Instituto Hidrográfico para este efeito, e/ou em dragagens da Administração do Porto de Lisboa para fins portuários – Veloso Gomes *et al* (2006). A empreitada teve um custo de cerca de dois milhões e novecentos mil euros, com encargos repartidos entre a Administração do Porto de Lisboa S.ª e a Sociedade Costa Polis S.A., sendo o INAG a entidade gestora. A operação de enchimento ocorreu entre os esporões EC4 da Costa da Caparica e o esporão Sul da Cova do Vapor EV1, incluindo portanto toda a praia de S. João – Veloso Gomes *et al* (2006) (figura 4.7). A alimentação foi realizada com duas dragas dinamarquesas de sucção e arrasto. Após o enchimento dos porões na zona de empréstimo (canal de navegação de acesso ao porto de Lisboa no estuário do Tejo) as dragas deslocavam-se até uma distância conveniente da zona da praia a encher (onde se encontrava uma bóia e ligações de acoplamento) e efectuavam a repulsão de uma emulsão areia e água do mar através de tubagem para a praia (D = 600mm, cerca de 700 m, pousada no fundo marinho), na zona da praia foram promovidos o espalhamento e nivelamento das areias bombadas, com equipamento mecânico terrestre, com as operações a decorrerem de Sul para Norte – Veloso Gomes *et al* (2006). Nos locais de descarga ao longo da praia não foram detectados sinais de peixes e de outros seres vivos na descarga de areias emulsionadas com água (30% areia e 70% água do mar), indicador de que na zona de dragagem no canal de navegação não estaria a ser afectada a vida marinha de uma forma significativa – Veloso Gomes *et al* (2006). As areias depositadas na praia estavam limpas e tinham granulometrias médias e finas. Muito ocasionalmente uma pequena fracção de algumas das descargas tinham areias muito finas e de aspecto mais escuro – Veloso Gomes *et al* (2006). É naturalmente esperado que a reconfiguração da linha de costa após a alimentação artificial, evolua ao longo do tempo por acção da agitação marítima, sendo previsível uma progressiva perda de areal, a exemplo do que tem acontecido nos últimos anos. A médio/longo prazo é natural que os efeitos positivos só possam ser atingidos ou mantidos se novas alimentações artificiais forem efectuadas.

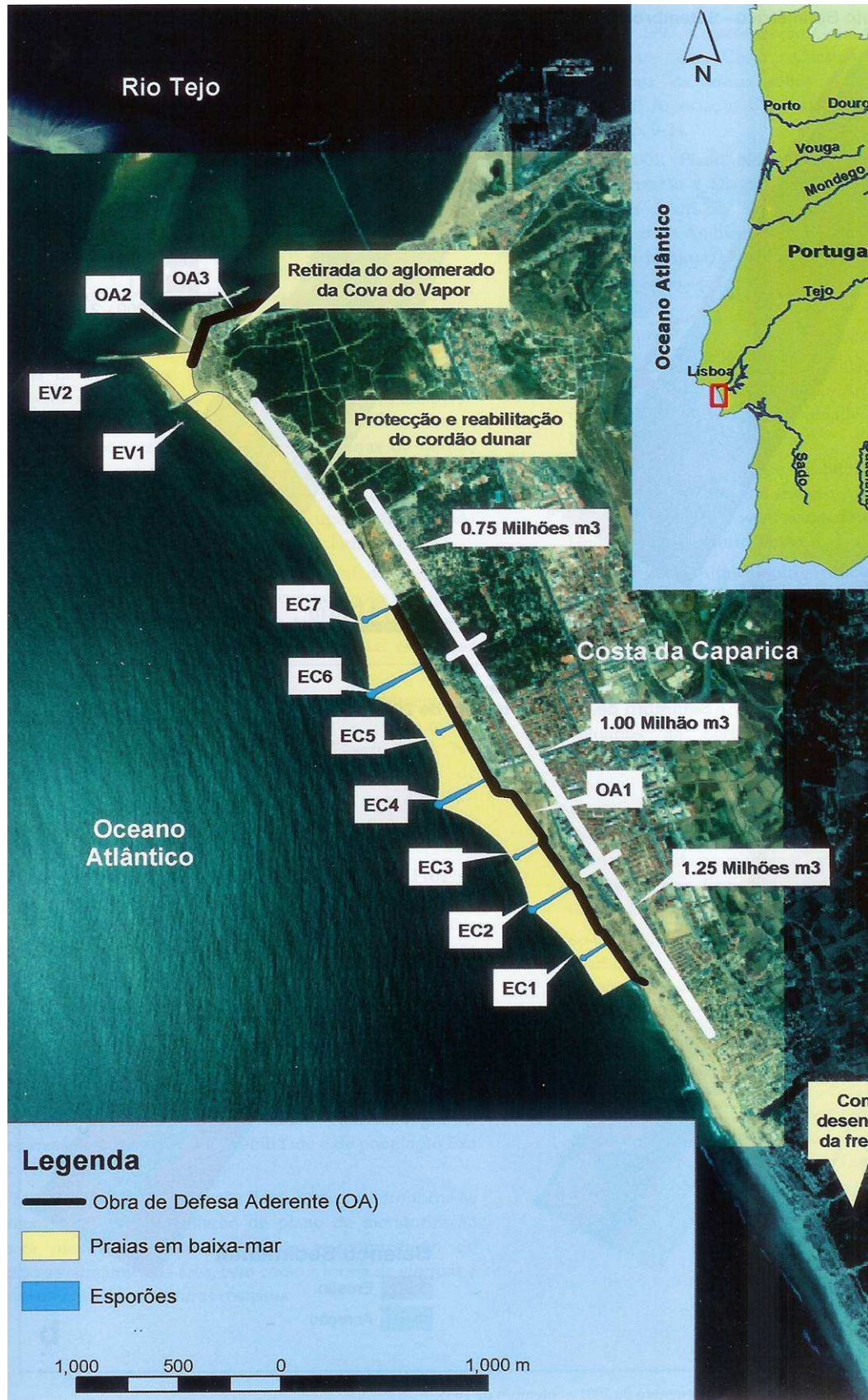



Figura 4.7 – Intervenção de operações de alimentação artificial na Figueira da Foz (Veloso Gomes *et al* – 2006)

4.4.2. Características hidrodinâmicas e processos sedimentares

A zona costeira da Costa da Caparica é solicitada por um regime de agitação com as seguintes características:

- Altura de onda significativa que varia entre 0.5 m e 2.5 m;
- Períodos de onda a oscilar entre os 5 s e os 15 s;
- Direcção predominante entre WSW e WNW;
- O sector costeiro fica bastante exposto a tempestades com rumo de SW onde a altura de onda significativa pode ultrapassar os 5 m;
- Marés astronómicas semi-diurnas com preia-mar de águas vivas de 3.83 m e baixa-mar de águas vivas de 0.27 m;
- As marés meteorológicas podem atingir os 0.5 m por acção das baixas pressões e persistência de ventos e agitação;
- As correntes em maré viva, na embocadura do estuário, podem ultrapassar os 2.0 m/s (enchente) e 1.8 m/s (vazante);
- Em maré média os valores são 1.5 m/s (enchente) e 1.4 m/s (vazante);
- Na zona frontal à Costa da Caparica, as correntes residuais de maré terão uma intensidade muito inferior às que se verificam na embocadura, da ordem de 0.2 m/s com direcções de sul para norte – Mota Oliveira *et al* (1999);

A Leste e a Sul da cidade da Costa da Caparica encontra-se a Arriba Fóssil com uma altura máxima de 70 m, tendo sofrido ao longo do tempo, algumas alterações devido a processos erosivos que lhe conferiram características particulares e únicas em Portugal - Veloso Gomes *et al* (2006). A batimetria é em geral suave, com uma inclinação pouco acentuada e com as batimétricas quase paralelas à linha de costa. Existem dois bancos de areia paralelos ao canal de navegação da embocadura do estuário do Tejo: a Norte o Cabeça de Pato e a Sul a Barra do Bugio. A formação do depósito aluvionar característico da Costa da Caparica, está relacionado com os fenómenos de interacção entre a agitação, as marés, e as correntes fluviais, e com os padrões de refracção/difracção que provocam localmente o transporte de sedimentos de Sul para Norte, embora globalmente a direcção do transporte sedimentar marítimo na costa Oeste portuguesa é, como já referido, de Norte para Sul.

A origem do desaparecimento da restinga, e consequentemente da erosão sofrida pelas praias a Sul está directamente ligada ao decréscimo do potencial de transporte sedimentar do Rio Tejo. Esta área, em termos sedimentares, está sobretudo dependente do estuário do rio Tejo, e o estuário dependente de temporais e cheias estando o volume de sedimentos estimado entre os 1,2 e as 8 milhões de toneladas por ano. O volume de sedimentos a ser introduzido no sistema costeiro tem vindo a diminuir, pois o rio Tejo tem vindo a perder capacidade de transporte, promovendo o assoreamento do estuário, já que o rio não consegue colocar os sedimentos no sistema litoral. Por outro lado, ocorreram no passado importantes actividades de dragagem no canal de navegação do porto de Lisboa, no terminal da NATO próximo da Costa do Vapor e no próprio banco onde existia a restinga e que fechava a Golada - Veloso Gomes *et al* (2006). Estas operações terão também contribuído decisivamente para o rompimento do banco onde se apoiava a restinga. Estes dados são no entanto não confirmados.

4.4.3. Estimativa dos valores médios para o transporte sedimentar anual

Após o exposto, verifica-se que a instalação de um sistema de transposição artificial de sedimentos na Costa da Caparica seria uma solução a longo prazo com grande interesse práctico. As areias acumulam na Cova do Vapor, junto ao esporão sul EV1, devido aos fenómenos de agitação já descritos, mas as praias de S. João e da Costa da Caparica (mesmo com os esporões) continuam a erodir. Poder-se-ia então mitigar estes efeitos recolhendo as areias junto ao esporão EV1 onde se acumulam areias, e enviá-las através de um sistema de tubagens sobre pressão para a praia de S. João e para a praia da Costa da Caparica, impondo assim um sistema de transposição artificial. Naturalmente que tal solução necessitaria previamente de uma análise custo-benefício, análise que seria mais fácil de realizar se se soubesse durante quantos anos subsistirá a intervenção de alimentação artificial iniciada em 2007, e que prevê a implementação de 3 milhões de metros cúbicos de areias entre a Costa da Caparica e a Costa do Vapor. Devido à exposição das praias a marés de média amplitude, forte agitação incidente e grande variabilidade desta, tanto anual, sazonal, ou mesmo semanal ou diária, com grande potencial de transporte pela deriva litoral que pode atingir os 2 milhões de metros cúbicos anuais, torna-se extremamente difícil prever o grau de eficácia da alimentação artificial. Certo é que a linha de costa vai evoluir de acordo com uma lei contínua de decaimento, intercalada por descontinuidades relacionadas com fenómenos de agitação muito energéticos (tempestades), até voltar à sua situação inicial, antes da alimentação artificial. O programa implementado a nível nacional, há vários anos, nos Países Baixos, prevê que em média cada uma das praias seja artificialmente alimentada em cada intervalo de cinco anos - Veloso Gomes *et al* (2006).

Antes da alimentação, entre Setembro de 2001 e Julho de 2007, desapareceram cerca de um milhão de metros cúbicos de areia, só em frente à praia de S. João. Considerando outras perdas já anteriormente detectadas (800 000 metros cúbicos) em frente aos esporões da Costa da Caparica, entre os levantamentos de Setembro de 2001 e de 2004, pode-se estimar que entre 2001 e 2007 a perda de areias foi da ordem dos 2 milhões de metros cúbicos, cerca de 290 000 metros cúbicos por ano - Veloso Gomes *et al* (2006). Este número serve como primeira estimativa para os valores médios anuais da deriva ou transporte litoral para a zona da Costa da Caparica, e permite ter uma ideia da durabilidade provável das intervenções de alimentação se as condições se mantiverem. As areias das erosões depositam-se em bancos, nas imediações da margem esquerda do canal de navegação de acesso ao porto de Lisboa e contribuem para a colmatação desse cana prejudicando a navegação. Se as areias forem dragadas e colocadas fora do subsistema da Costa da Caparica / Cova do Vapor, tal como sucedeu nas últimas dezenas de anos, a situação neste troço de planície costeira continuará a ser muito crítica. O défice sedimentar é preocupante. As operações de alimentação artificial com areias visam a minimização dos graves erros cometidos na gestão de sedimentos, com consequências graves - Veloso Gomes *et al* (2006).

4.5. Barra de Aveiro

4.5.1. Introdução

No contexto nacional, o porto comercial de Aveiro, localizado na região central de Portugal continental, é considerado um porto de primeira classe, com grande importância para a região devido à sua favorável localização para actividades industriais que por sua vez promovem as oportunidades de emprego e o número de jovens que se instalam na área. Para além disso funciona como ligação internacional para a economia local. Está dividido em cinco áreas ao longo de um canal de 9 km de comprimento: dois terminais comerciais, um a norte e outro a sul, um sector industrial, e duas docas de pesca.

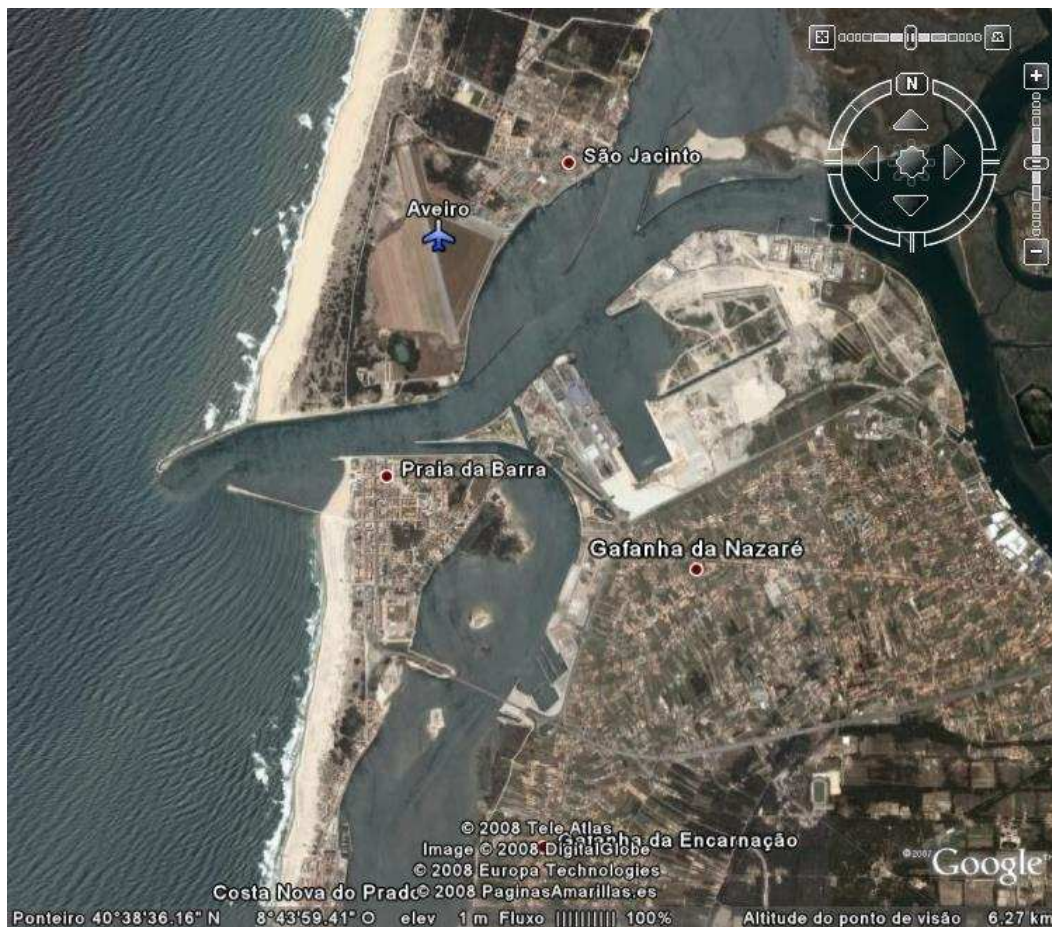



Figura 4.8 – Porto de Aveiro

A ocupação do território na área está maioritariamente relacionada com actividades ligadas à agricultura, com algumas zonas urbanas e florestais importantes para além da já referida área portuária. A lagoa de Aveiro, é também importante devido à sua influência na área adjacente, incluíndo a zona costeira. O facto de a maior parte das zonas urbanas estarem demasiado próximas da costa, cria conflitos que necessitam ser mitigados por obras de defesa costeira que podem ser observadas ao longo do troço de linha de costa Costa Nova – praia de Mira, a sul do quebramar sul do porto de Aveiro.

O sector costeiro de Aveiro é uma planície de topografia uniforme, dominada pelo sistema lagunar de Aveiro, o maior português, separado do oceano Atlântico por uma barreira de restingas e dunas formadas ao longo de séculos. A costa possui uma forma linear com uma orientação NNE – SSW, e uma batimetria suave, com as batimétricas quase paralelas à linha de costa. De acordo com Tomás (1995, Eurocoast) a granulometria das praias entre a Costa Nova e Mira é média a grossa, com uma tendência para crescimento do diâmetro médio em direcção a Sul. Este tipo de morfologia está normalmente associada a uma elevada deposição sedimentar. As costas mais dinâmicas e também mais vulneráveis à acção do mar são as arenosas de baixas cotas, como as que existem por exemplo ao longo de praias e restingas como acontece em Aveiro. Devido à sua natureza morfodinâmica e sedimentar, a linha de costa nesta região tem sofrido grandes variações ao longo do tempo. Os dados históricos evidenciam a ocorrência de vários avanços e recuos (depósitos sedimentares, sistemas

dunares), com a manutenção do equilíbrio dinâmico conseguido ultimamente por meios artificiais, através de diversas intervenções costeiras.

Após o canal da barra de Aveiro ter fechado completamente em 1787, a abertura e fixação de uma embocadura artificial aconteceu em 1808. Entre 1932 e 1936 ocorreu a primeira fase das 'Obras de Melhoramentos da Barra', com a construção de 470 m do molhe norte e 3000 m de diques 'reguladores' de correntes. Entre 1935 e 1936 existiram dragagens do canal de acesso a Aveiro, entre as Duas Águas e o ancoradouro da Gafanha, realizada com o objectivo de facilitar o acesso à navegação, regularizar o canal e aumentar o prisma de marés. Em 1950/1951 procedeu-se a obras de extensão do molhe norte, prolongado em 300 m de forma a minorar o assoreamento da barra, e entre 1950 e 1960 à segunda fase das 'Obras de Melhoramento da Barra' com prolongamento do molhe norte em 400 m no sentido do mar e a construção de um novo molhe sul com 800 metros de comprimento, enraizado na praia exterior. Entre 1983 e 1987 procedeu-se a novo prolongamento do molhe norte em cerca de 550 m de comprimento.

Figura 4.9 – Barra de Aveiro (google earth)

4.5.2. Características hidrodinâmicas e processos sedimentares

O regime de agitação marítima na costa de Aveiro é o energético regime característico da costa noroeste portuguesa, e que já foi descrito no ponto 4.2. para o caso da Figueira da Foz. Devido a esta energética actividade marítima solicitante, e ao facto de existirem evidências que após centenas de anos de progressão do areal em direcção ao mar, uma dinâmica morfológica na direcção inversa vem ocorrendo, diversos problemas de erosão têm vindo a atingir o sector costeiro adjacente ao porto de Aveiro, nomeadamente nas praias a sul, no trecho compreendido entre a Costa Nova e a praia de Mira. A situação actual é de grande vulnerabilidade, com o cordão de areal que separa o sistema lagunar de Aveiro do oceano Atlântico, cada vez mais estreito. Para isto têm contribuído não só os factores já descritos, como também, e principalmente, o facto de que um grande volume de material sedimentar fica retido no quebramar norte do porto de Aveiro. Tal como na Figueira da Foz, o quebramar impede o trânsito sedimentar natural de norte para sul, relacionado com a deriva litoral, provocando erosões a

sul do porto. Outra razão para o emagrecimento das praias entre a Costa Nova e a praia de Mira, é a grande quantidade de areia que no passado foi extraída da praia de S. Jacinto e as sucessivas operações de dragagem para acesso marítimo ao porto de Aveiro, que resultaram num grande défice de sedimento a sotamar da embocadura. As areias dragadas não são devolvidas ao processo litoral, sendo usualmente vendidas para fins de construção civil, como fonte de receita dos próprios portos. Para além do exposto, extracções ilegais de areia ocorrem em diversos locais.

De modo a minimizar o progressivo emagrecimento das praias a sul do porto de Aveiro, diversas intervenções costeiras têm vindo a ser realizadas ao longo do tempo. No trecho compreendido entre a Costa Nova e a Vagueira, ao longo de aproximadamente 11 km, no período de 1947 a 1978, a erosão provocou um recuo das praias na ordem nos 200 a 300 m, e o primeiro campo de esporões foi construído em 1972. Entre 1978 e 1996, a erosão fora da zona dos esporões atingiu os 100 m – Veloso Gomes *et al* (2006). Para além dos esporões foram ainda levadas a cabo obras de retenção, intervenções no sentido da recuperação do sistema de dunas, re-vegetação, etc. No troço Vagueira – praia de Mira os efeitos da erosão e dos sucessivos galgamentos marítimos são claramente visíveis, e embora não existam frentes urbanas a ser preservadas nesta zona, esta recessão pode provocar sérios problemas, pois é previsível que a linha de costa recue até ao ponto em que novas barras sejam abertas, o que ainda não aconteceu devido às intervenções de emergência que têm vindo a ser realizadas nos últimos anos - Veloso Gomes *et al* (2006).

Actualmente a situação é crítica pois apesar das diversas estruturas de defesa costeira construídas durante os anos setenta e oitenta, não foi realizado um trabalho de manutenção destas até ao ano de 1994, e os seus níveis de funcionamento estrutural baixaram abaixo dos aceitáveis em termos de segurança e risco. Os sedimentos continuam a ficar retidos no quebramar norte do porto de Aveiro, e as areias dragadas na barra e canal continuam a ser usadas para fins da construção civil. Em consequência disto os níveis de erosão continuam a aumentar. Caso o cordão dunar e a restinga que separam a ria de Aveiro do oceano não sejam artificialmente reparados ou reconstruídos, e venham a romper estabelecendo assim novas barras, as consequências a nível ecológico e sócio-económico serão extremamente graves e não foram assumidas no PROT. CL (Plano Regional de Ordenamento do território do Centro Litoral) nem no POOC (Plano de Ordenamento da Orla Costeira) Ovar – Marinha Grande – Veloso Gomes (2001). Cerca de 30 quilómetros quadrados de áreas destinadas à agricultura e inúmeras casas serão inundadas já que estão localizadas a cotas mais baixas que o nível médio das águas do mar. Se novas barras forem abertas, o sistema lagunar sul irá sofrer a influência das águas costeiras, os solos destinados à agricultura tornar-se-ão salinos, e os ecossistemas serão severamente afectados - Veloso Gomes *et al* (2006).

4.5.3. ESTIMATIVA DO TRANSPORTE SEDIMENTAR E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL DE AREIAS

O Plano Nacional da Água para 2001 refere que no seu estado natural, antes do início da construção de barragens em 1930, o transporte litoral total na costa norte portuguesa era de aproximadamente dois milhões de metros cúbicos por ano, com o Rio Douro a garantir 90% deste valor - Veloso Gomes *et al* (2006). Estima-se que o transporte sedimentar médio da Laguna de Aveiro era de 240 000 metros cúbicos anuais. Actualmente o Rio Douro apenas contribui com uma pequena percentagem de sedimento, estimado em 250000 metros cúbicos por ano, como resultado da construção de barragens que provocaram a redução das velocidades, com consequente diminuição do poder de erosão do leito e margens do rio, e assim a quantidade de sedimentos transportados. As

Figura 4.10 – Futuras obras de protecção costeira nas praias de Costa Nova, Mira e Vagueira, a sul do porto de Aveiro (Eurocoast – 2006)

taxas de transporte sedimentar não estão disponíveis, ou não existem - Veloso Gomes *et al* (2006). Para além das razões enunciadas nos pontos anteriores para o progressivo emagrecimento das praias, a perda do potencial de transporte sedimentar do Rio Douro e do sistema lagunar de Aveiro, são também importantes factores de erosão.

O PROT.CL defende uma política de protecção deste troço costeiro apontando medidas de ordenamento e de transposição artificial e de alimentação de areias - Veloso Gomes *et al* (2006). Já o POOC de Ovar – Marinha Grande, aprovado no ano 2000, considera que a 'transposição, ao restabelecer a alimentação deste trecho costeiro, resolveria por muitos anos os problemas existentes', sendo que o POOC afirma também que processo necessário à concretização de um projecto de transposição artificial na barra de Aveiro será moroso, devido a questões técnicas, financeiras e administrativas. Assim o POOC prevê no seu Plano de Intervenções a construção de um cordão dunar com traçado 'paralelo' ao previsto para a linha litoral entre a Costa Nova e a praia de Mira, numa posição mais recuada em relação ao cordão natural actual, na expectativa que este acabará sempre por romper, e esperando assim que o processo estabilize. Prevê ainda a construção de dois esporões entre a praia da Vagueira e a praia de Mira.

As propostas do POOC não são isentas de críticas, alguns autores acreditam que as evoluções previstas no POOC para a linha de costa nos próximos 10 a 30 anos, são possivelmente optimistas e não entram em consideração com a existência de zonas críticas nas dunas para além de que os traçados

teóricos propostos para as directrizes dos cordões dunares, poderão não ser 'estáveis' em caso de tempestades, entre outros exemplos.

A alimentação artificial com areias ou a transposição artificial de sedimentos, apresentam-se assim como operações essenciais na zona em estudo, visto que esta já não consegue recuperar naturalmente do elevado défice sedimentar existente. Este tipo de empreitadas ou operações necessitam de financiamentos compatíveis e exigem um adequado relacionamento institucional entre as autoridades portuárias, as autoridades que tutelam as zonas costeiras e as autoridades de administração local. É importante escolher criteriosamente a origem das areias (fontes, zonas de empréstimos), e prioridade deverá ser dada aos montantes que continuam a ser extraídos para manutenção dos canais de navegação, áreas de acumulação a barlamar, ou em bancos submersos ao largo, sendo necessário que essas areias tenham qualidade compatível com a legislação em vigor, satisfaçam os volumes de projecto, não tenham significativos impactes ecológicos e ambientais, e conduzam a soluções técnicas e custos de transporte exequíveis. O transporte de areias e a deposição no local da alimentação constitui um problema técnico, com custos a adicionar às operações de dragagem propriamente ditas. Existem diversas tecnologias para o transporte e deposição das areias, já enunciadas no capítulo 3, entre as quais: descargas através da abertura dos porões em zonas submersas, soluções de repulsão para terra com tubagens, soluções mistas de descargas em zonas submersas e bombagem, transporte de areias por via terrestre, etc.

Em alternativa poder-se-á apostar em soluções de transposição artificial de areias, algo já proposto desde 1967 pela Hidrotécnica Portuguesa. Uma das soluções propostas na altura consistia na instalação de uma estação de bombagem móvel, no quebramar norte para recolha das areias acumuladas, e posterior repulsão com bombas de reforço ('boosters') através de um sistema de tubagens enterradas, com descarga em diversos locais na Costa Nova.

Figura 4.11 – Entrada marítima da barra de Aveiro (google earth)

Será assumido o valor de 900 000 metros cúbicos anuais como o valor necessário a dragar anualmente de modo a manter a acessibilidade marítima à cota -10m (ZH) conforme estimado por P. Proença e Cunha e J. Almeida Mendes (2002).

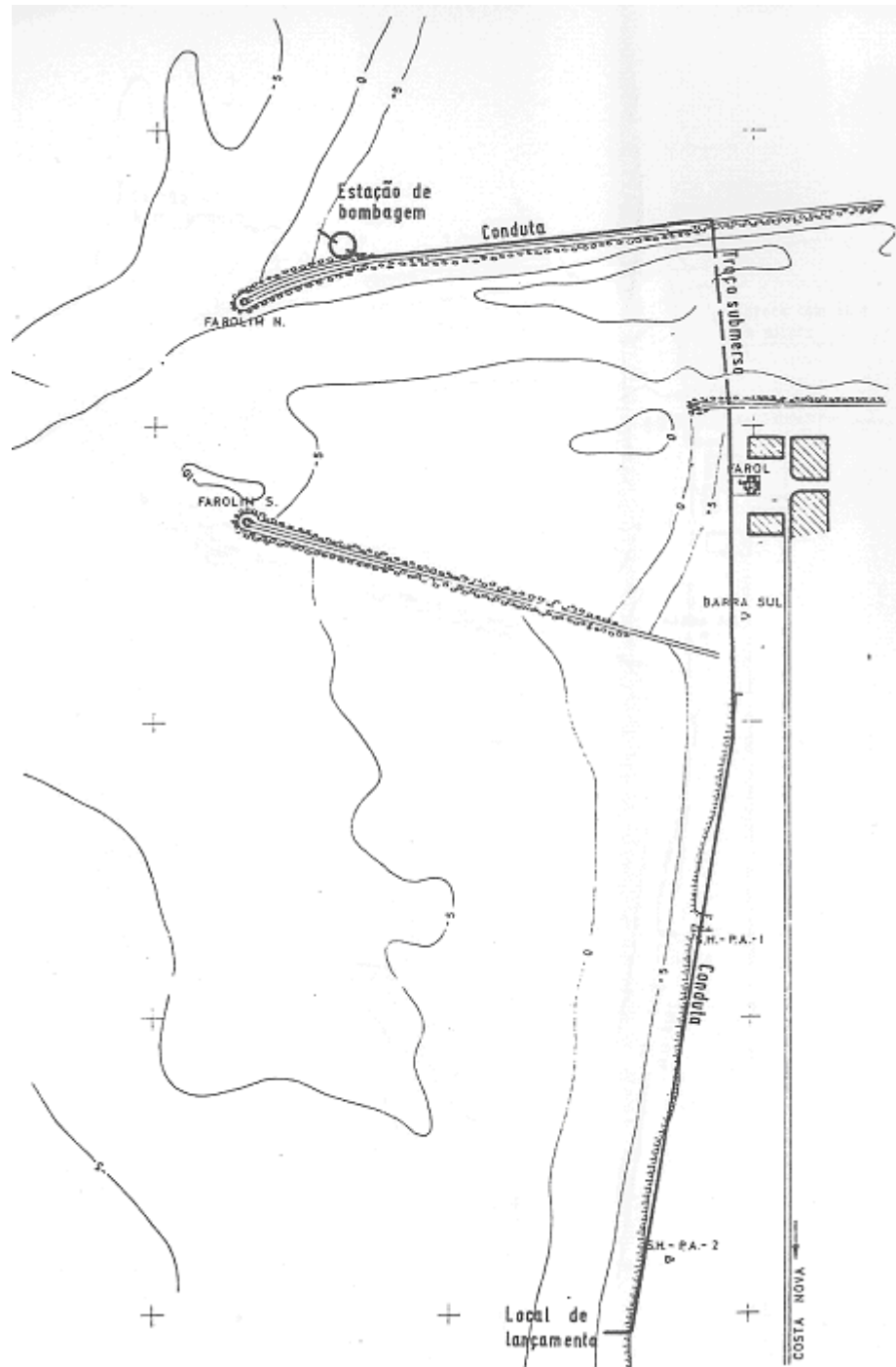



Figura 4.12 – Solução de transposição da barra de Aveiro, por conduta, proposta em 1967 pela Hidrotécnica Portuguesa (Veloso Gomes *et al* – 2001)

4.6. VILA PRAIA DE ÂNCORA

4.6.1. CARACTERÍSTICAS GERAIS

O Portinho de Pesca de Vila Praia de Âncora localiza-se na orla costeira do Norte de Portugal, concelho de Caminha, na freguesia de Vila Praia de Âncora, próximo da embocadura do rio Âncora. As principais actividades económicas da vila são a pesca e o turismo, especialmente nos meses de Verão.

No início do século XXI foram realizadas obras de melhoramento e infra-estruturas marítimas no Portinho de Vila Praia de Âncora, em resposta às aspirações da comunidade piscatória local que à muito reivindicava melhores condições de acesso por mar e protecção em relação à agitação marítima. Foi também tido em conta o facto de que a forte agitação marítima incidente, provocava frequentemente inundações na zona ribeirinha, bem como o levantamento de paralelepípedos da marginal, pondo em risco a segurança das populações. Embora a comunidade piscatória local tenha vindo a diminuir, segundo dados de 2000 esta era ainda composta por 118 pescadores e 65 embarcações de pesca.

Os trabalhos consistiram fundamentalmente na execução de obras de abrigo, molhe Norte e molhe Sul, e em diversas obras interiores. Em fase de estudo prévio foram equacionadas três possíveis soluções distintas, sendo que a escolhida e executada foi a denominada no mesmo estudo por solução A. Esta teve por características principais a construção de um molhe norte galgável de 230 metros de comprimento, um molhe Sul também galgável de 145 metros, uma ponte-cais interior de 50 metros e a implementação de 30 postos de amarração. A norte do Forte da Lagarteira ficaram definidas as actividades relacionadas com a pesca, e a sul as actividades de apoio ao recreio naútico.

Figura 4.13 – Portinho de Pesca de Vila Praia de Âncora (google earth)

4.6.2. Regime de marés e agitação marítima

Os níveis de maré são retirados de acordo com as previsões do Instituto Hidrográfico para o Porto de Viana de Castelo, com a preia-mar máxima na ordem dos 3,88m (ZH) e a baixa-mar mínima na ordem dos 0,12m (ZH), o nível médio das águas do mar encontra-se nos 2,0 m (ZH).

As correntes costeiras que se fazem sentir neste troço de costa são as seguintes: correntes de origem oceânica, correntes devidas ao vento, correntes de maré e correntes devidas à agitação. Para a costa noroeste portuguesa, em termos do regime litoral, as correntes provocadas pela agitação marítima ao rebentar junto à costa com uma certa obliquidade, são o principal agente fisiográfico, pois são estas correntes longitudinais que transportam as areias postas em suspensão pelo rebentar das ondas, dando origem ao denominado transporte sólido litoral.

Verifica-se que a quase totalidade da agitação (cerca de 70 %) se concentra no octante NW. Esta distribuição corresponde de facto às situações que mais frequentemente se verificam junto à costa oeste de Portugal, resultantes da ondulação NW gerada no Atlântico norte e de vagas associadas ao regime de ventos local. As direcções rodam ligeiramente a norte, nos meses de verão, relativamente aos de Inverno. De facto, ocorrem por vezes, sobretudo durante o Inverno, condições de agitação de SW, originadas pelo regime de ventos local – IPM (2000).

Quanto à distribuição de alturas verifica-se que cerca de 79 % das ondas têm alturas inferiores a 3 metros, sendo mais frequentes as de 1 a 2 metros com aproximadamente 40 % das ocorrências. Cerca de 90 % das ondas têm alturas entre 3 e 5 metros. Os restantes 2 % correspondem a situações de temporal. As alturas médias de verão são nitidamente inferiores às de Inverno, atingindo-se valores médios de aproximadamente 1,80m e 2,40m respectivamente – IPM (2000).

No que diz respeito aos períodos, verifica-se que cerca de 78 % das ondas estão contidas nos escalões entre 9s e 15s, sendo o mais frequente o de 11 a 13s com aproximadamente 34% das ocorrências. Os períodos distribuem-se quase simetricamente em relação ao período dos 12s, apresentando valores desprezáveis para períodos inferiores a 3s e superiores a 19s. No Verão são mais frequentes os períodos entre 7 e 13s (87 % das ocorrências) e no Inverno entre 9s e 15s (81 % das ocorrências) – IPM (2000).

4.6.3. Estimativa do assoreamento anual

A sul do Portinho de Pesca de Vila Praia de Âncora existem as praias de Âncora e a praia de Gelfa, numa orla arenosa com cerca de 1,5 km de extensão. Devido à orientação predominante de NW da agitação marítima, o transporte litoral na zona, bem como em toda a costa noroeste portuguesa é de norte para sul, transporte esse que poderia vir a ser interrompido com obras executadas, provocando acumulação de sedimentos no molhe norte e défice nas praias a sul. O EIA (Estudo de Impacte Ambiental - 2000) previa que quanto aos impactes nas praias de Âncora e Gelfa, as alternativas A e B não introduziram qualquer alteração significativa na estrutura das praias, não perspectivando a acumulação de quantidades significativas de areia no molhe norte, dado o fraco contributo de sedimentos provenientes de norte e da orientação dos molhes em qualquer das alternativas. Apesar das previsões do EIA, pouco tempo depois da execução das obras, verificou-se uma substancial acumulação de sedimentos na barra entre os dois quebramares, com interrupção do transporte sedimentar e consequente erosão das praias a sul tendo inclusive ter sido necessário entretanto o recurso a dragagens de manutenção no Portinho.

O trecho em causa compreende a pequena praia de Âncora e a praia mais longa, da Gelfa. As duas praias, separadas pela foz do rio Âncora, formam uma orla arenosa encaixada entre duas zonas

rochosas bastante extensas que definem uma orientação geral N-S para este trecho de costa, e a norte de Vila Praia de Âncora estende-se uma plataforma rochosa costeira com 4.5km de extensão, que termina na praia de Moledo – IPM (2000). O pequeno rio Âncora descreve, junto à foz, a curva do Caldeirão, que faz parte de um meandro acentuado que estreita localmente a berma da praia e o cordão litoral, tornando o trecho terminal do estuário vulnerável a galgamentos marítimos com obstrução do leito com areia das dunas – IPM (2000).

O transporte sedimentar potencial está avaliado na ordem dos milhões de metros cúbicos de areias por ano, no entanto o contributo das fontes aluvionares é escasso, e estimável na ordem das dezenas de milhar. Como já referido, o transporte sedimentar é dirigido para sul, assim as areias que transitam na costa são provenientes do Rio Minho e do Rio Âncora. Em Hidrotécnica Portuguesa (1988) foi feita uma estimativa de 46 500 metros cúbicos anuais para estas duas fontes – IPM (2000), no entanto devido à variabilidade do transporte e segundo dados recentes será assumido o valor de 100 000 metros cúbicos anuais.

Devido à disparidade entre a capacidade potencial de transporte e os volumes de areias disponibilizados associados ao transporte real, não existem nesta costa longas praias com desenvolvimento rectilíneo, funcionando em equilíbrio dinâmico, isto é, com um fluxo permanente de areias equilibrado por uma correspondente alimentação de barlamar – IPM (2000).

5

APLICAÇÃO DE SOLUÇÕES AOS CASOS PORTUGUESES

O objectivo deste capítulo é propor algumas possíveis soluções de transposição artificial de sedimentos que sejam capazes de mitigar os problemas enunciados nos casos portugueses retratados no Capítulo 4. Estas propostas estão enquadradas apenas no âmbito de um estudo prévio, sendo necessário maior aprofundamento no estudo de cada caso e maior volume de dados até se chegar a uma proposta para um projecto final.

O estudo está basicamente dividido em dois tipos, a ‘pequena escala’ em termos de volumes anuais de transporte sedimentar como são os casos da praia da Aguda e de Vila Praia de Âncora, e a ‘grande escala’ como são os casos de Aveiro, Figueira da Foz e Costa da Caparica. No primeiro, o estudo é feito com base em soluções de recolha a barlamar da mistura água/sedimento e bombagem por tubagem para as praias a sotamar. Trata-se de soluções simples, semi-móveis e contínuas, com apenas uma bomba actuando na zona de acumulação. Para os casos de maior escala, são propostos sistemas contínuos vocacionados para a instalação de estações de bombagem no quebramar de barlamar do porto, e também sistemas periódicos com o recurso à utilização de dragas.

Foram pesquisadas várias marcas de bombas capazes de transportar misturas água/areia, entre as quais BJM pumps, Hydratech pumps, Tsurumi, Toyo, Genflo, etc. Para o estudo prosseguiu-se com a aplicação das bombas Toyo e Tsurumi, pelo simples facto de se enquadrarem melhor nas aplicações que se pretendia e por serem aquelas sobre as quais se dispunha de maior informação técnica. Foram aplicadas bombas submersíveis e informações sobre estas podem ser consultados no Anexo 2. Para a contabilização das perdas de carga foi utilizado um ábaco (figura 5.1) fornecido pelo fabricante Toyo e utilizado no estudo de ambas as marcas. Por indicação do fabricante, os valores das perdas de carga lidos no gráfico foram multiplicados por 1,2 pelo facto de se tratar de uma mistura água/sedimento.

Para a altura geométrica foi considerada a profundidade de água a que se encontra o sedimento a ser recolhido (H_1) e o desnível entre o nível médio da água do mar e a cota da berma da praia (H_2), conforme ilustrado na figura 5.2. A percentagem de sólidos considerada na mistura água/areia foi 70%, como indicado também pelo fabricante Toyo. As velocidades mínimas para evitar a deposição de sólidos não foram verificadas, considerando-se que no fim de cada operação se procede a uma bombagem de água para limpeza.

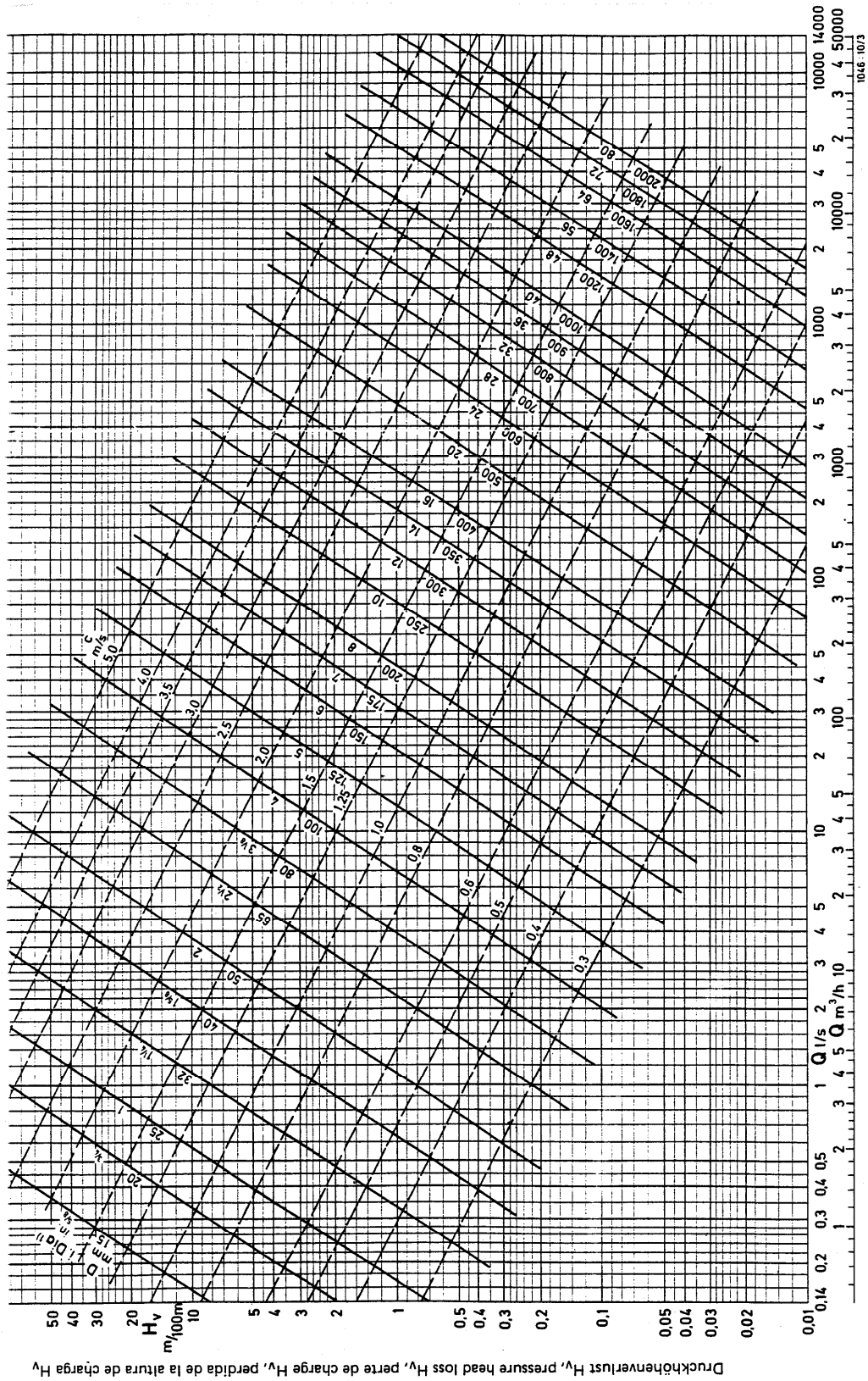



Figura 5.1 – Ábaco de perdas de carga para misturas água/sedimento (Bombas Toyo)

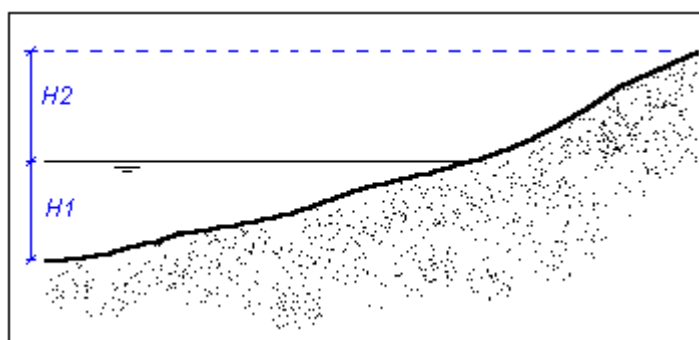



Figura 5.2 – Definição de H1 e H2

5.1. PRAIA DA AGUDA

O volume de sedimento anualmente acumulado na praia da Aguda está estimado em 60000 metros cúbicos conforme justificado no capítulo 4. A solução proposta baseia-se num pontão flutuante equipado com uma bomba submersível actuando na zona abrigada pelo quebramar destacado (figura 5.3). A bomba seria descida até aos fundos marinhos aspirando aí o sedimento acumulado por acção do quebramar e que tem vindo progressivamente a dificultar a actividade dos pescadores. Este sedimento seria transportado por um sistema de tubagens de aço revestido (devido à abrasão) para as praias a sotamar, até uma distância de aproximadamente 1000m desde o local de recolha. Os pontos de descarga intermédios podem ser executados se assim se entender, por exemplo aos 500m ou 700m, de modo a obter uma maior uniformização na alimentação das praias (figura 5.3). Para lá dos 1000m de tubagem seria recomendado a aplicação de bombas de reforço ou 'booster', pois o funcionamento apenas da bomba submersível para distâncias superiores poderia levar a problemas e perdas de carga exageradas.

Alternativamente, em substituição do pontão flutuante, poder-se-ia optar por um sistema baseado em terra, com a bomba suspensa por uma grua ou um camião equipado com um guindaste capaz de sustentar e baixar a bomba até aos locais de recolha. O camião ou grua actuaria na zona abrigada durante os meses energéticos, mas durante os meses não energéticos (verão) poderia até actuar fora da zona abrigada, do lado barlamar. O mesmo será válido para o caso do pontão flutuante. Para lá dos 1000 metros de distância (piscina da Granja), caso se considerasse necessário prolongar a alimentação, em alternativa ao 'booster', poder-se-ia optar pelo transporte de areias via camião até ao local de descarga, sendo esta uma solução pouco usual pelas razões já enunciadas no capítulo 3. Neste trabalho assumiu-se que a distância de 1000 metros é suficiente.

Considerou-se uma profundidade de água média (H1) de 3m e um desnível (H2) de 5 m, tendo então para altura geométrica o valor de 8m. As alturas manométricas foram obtidas a partir do ábaco da figura 5.2 somadas à altura geométrica e tabeladas para diversos diâmetros da conduta. Construíram-se curvas da instalação de 100 em 100 metros de comprimento até os 1000m para cada diâmetro. Estas curvas foram posteriormente cruzadas com as curvas das bombas retiradas a partir dos catálogos técnicos, e desses gráficos foram retirados os diversos pontos de funcionamento admissíveis.

5.1.1. BOMBAS TOYO

Para o caso da praia da Aguda foi testada um conjunto de bombas cuja capacidade máxima ascendia aos 90 m^3/h (DP15, DP20, DP30) e um outro grupo cuja capacidade ascendia aos 190 m^3/h (DP15B, DP20B, DP30B). Foram estas as bombas testadas porque o volume a transportar (60000 m^3/h) é relativamente pequeno, e as características destas bombas são em princípio suficientes.

As figuras 5.4 e 5.5 representam gráficos com as curvas da instalação cruzadas com as curvas das bombas para os diâmetros, D125 e D150. As bombas (DP15, DP20, DP30) têm um 'outlet' de 100mm pelo que os diâmetros a utilizar para a tubagem de descarga não deverão ser muito diferentes deste valor enquanto que as bombas (DP15B, DP20B, DP30B) têm um 'outlet' de 150mm.

Figura 5.3 – Configuração da conduta (google earth)

A partir destes gráficos foi construído um quadro com todos os pontos de funcionamento encontrados do qual se apresentam apenas os valores relevantes a L=1000m (comprimento da tubagem), por ser o determinante na escolha da bomba. O quadro 5.1 representa os pontos de funcionamento para L=1000m. O caudal sólido real foi obtido multiplicando o caudal do ponto de funcionamento por 0.7, que é a percentagem de sólidos indicada pelo fabricante. Considerou-se a bomba operando 5 dias por semana, ou seja 264 dias/ano em média. A conduta é em aço devido à abrasão e considerou-se um preço da energia de 0,07 euros por kwh. A bomba escolhida foi a bomba DP50 indicada no quadro. Escolheu-se esta bomba por o número médio de horas de bombagem por dia (3,4h – 95 m^3/h) ser um valor razoável, quer em termos de custos com a manutenção com pessoal, quer devido ao facto de que o número de horas de operação estar muito dependente do estado da agitação, havendo certamente dias em que a bomba não poderá ser operada, nomeadamente no período de Inverno. Foi considerado que um número de horas por dia entre as 3h e as 4h seria um valor razoável, tendo em conta que haverá dias em que ultrapassará esse valor e outros em que a bomba nem será sequer operada. O custo da energia foi apenas feito para o ano 0. Como os caudais são reduzidos, o custo da energia é também reduzido e pouco influente no custo final comparativamente a custos de mobilização de equipamento, manutenção e mão-de-obra.

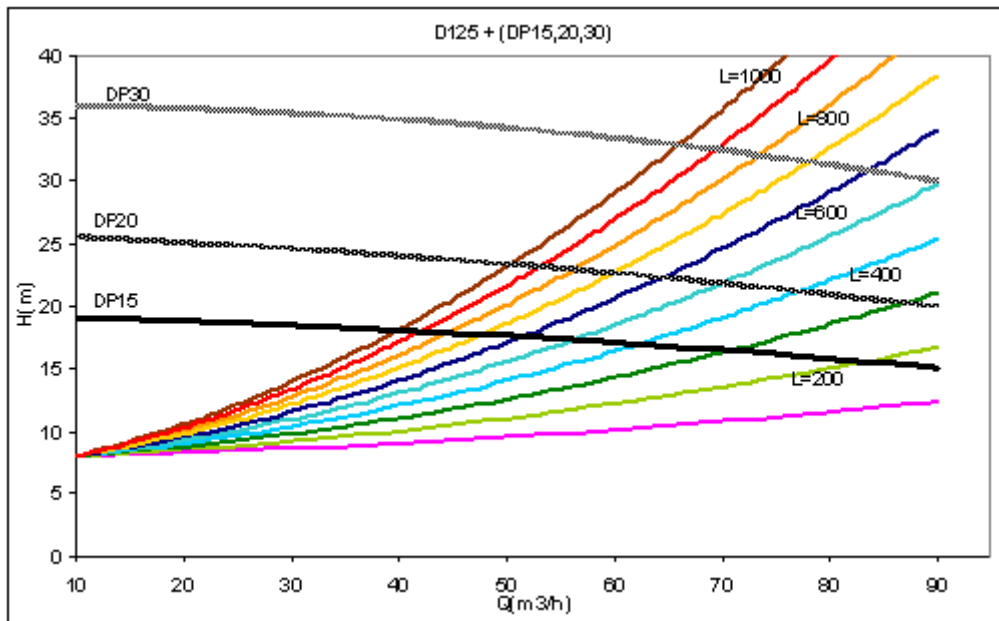



Figura 5.4 – Curvas da instalação e das bombas para D125 mm

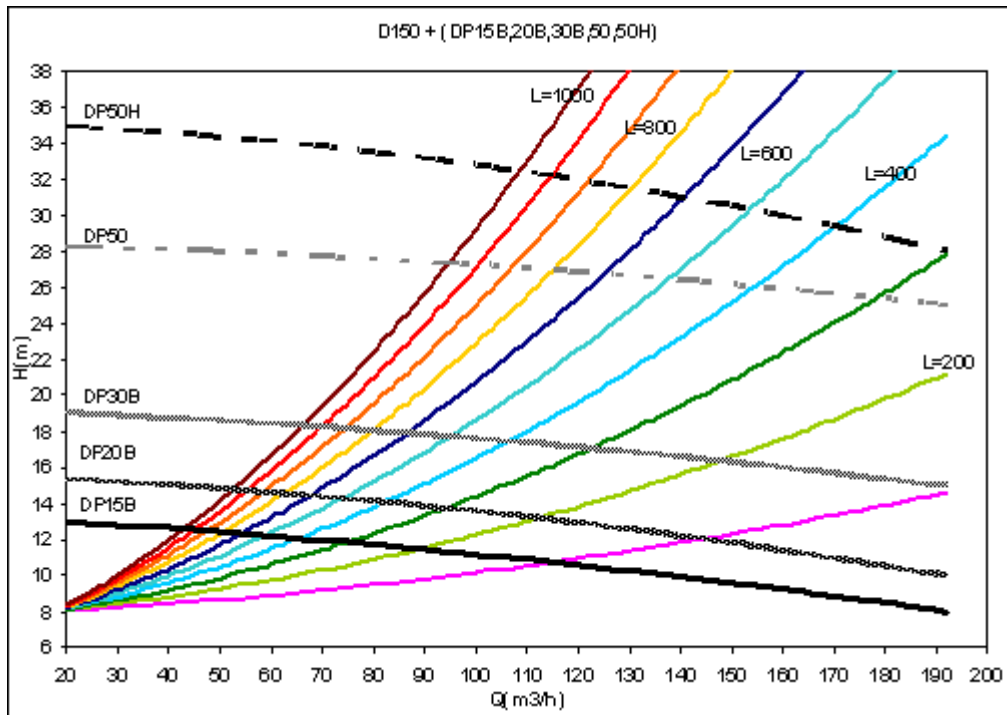



Figura 5.5 - Curvas da instalação e das bombas para D150 mm

Quadro 5.1 – Características de funcionamento para as diversas bombas e diâmetros da conduta

			Pontos funcion. para L=1000m	Qreal sólidos bombado	Hrs/dia (média)	Energia (ano) kwh	Custo energia (euros/ ano)	Custo da conduta (euros)	U(m/s)
D100	DP15	Q(m3/h) H(m)	22,5 18,8	15,8	14,4	4282	300	27200	0,8
	DP20	Q(m3/h) H(m)	29,0 24,9	20,3	11,2	5672	397	27200	1,0
	DP30	Q(m3/h) H(m)	39,0 35,0	27,3	8,3	7972	558	27200	1,4
D125	DP15	Q(m3/h) H(m)	40,0 18,2	28,0	8,1	4146	290	35340	0,9
	DP20	Q(m3/h) H(m)	50,5 23,5	35,4	6,4	5353	375	35340	1,1
	DP30	Q(m3/h) H(m)	65,0 33,0	45,5	5,0	7517	526	35340	1,5
D150	DP15B	Q(m3/h) H(m)	42,5 12,7	29,8	7,6	2881	202	36600	0,7
	DP20B	Q(m3/h) H(m)	52,5 14,9	36,8	6,2	3383	237	36600	0,8
	DP30B	Q(m3/h) H(m)	66,0 18,4	46,2	4,9	4191	293	36600	1,0
	DP50	Q(m3/h) H(m)	95,0 27,4	66,5	3,4	6241	437	36600	1,5
	DP50H	Q(m3/h) H(m)	108,0 32,5	75,6	3,0	7403	518	36600	1,7

5.1.2. Bombas Tsurumi

Como evidenciado nas figuras 5.6, 5.7 e no quadro 5.2, um estudo semelhante foi efectuado para as bombas Tsurumi. A bomba escolhida será a NKZ3-100H devido ao menor número de horas de funcionamento diárias (6,1h - 53 m^3/h) que embora não esteja no intervalo pretendido 3-4h, é ainda um valor aceitável.

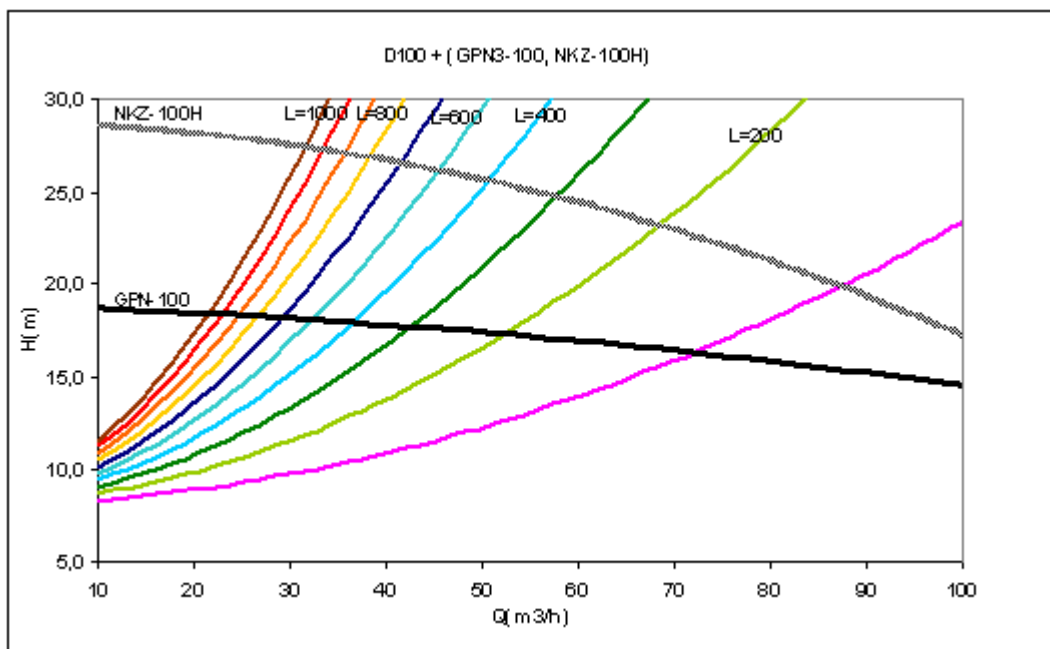



Figura 5.6 - Curvas da instalação e das bombas para D100 mm

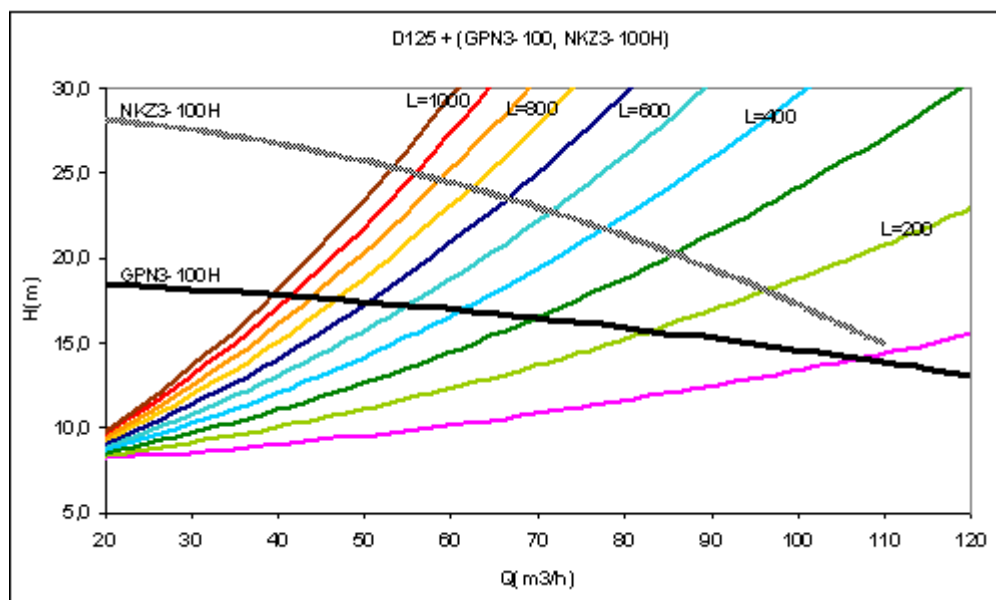



Figura 5.7 - Curvas da instalação e das bombas para D125 mm

Quadro 5.2 - Características de funcionamento para as diversas bombas e diâmetros da conduta

			Pontos funcion. para L=1000m	Q_{real} sólidos bombado	Hrs/dia (média)	Energia (ano) kwh	Custo energia (euros/ ano)	Custo da conduta (euros)	U(m/s)
D80	GPN3-80	Q(m3/h)	11,5	8,1	28,2	5044	353	22630	0,6
		H(m)	15,5						
	NKZ3-C3	Q(m3/h)	-	-	-	-	-	-	-
		H(m)							
	NKZ3-D3	Q(m3/h)	12,0	8,4	27,1	5206	364	22630	0,7
		H(m)	16,0						
	NKZ3-80H	Q(m3/h)	16,0	11,2	20,3	7452	522	22630	0,9
		H(m)	22,9						
D100	GPN3-100	Q(m3/h)	21,5	15,1	15,1	6020	421	27200	0,8
		H(m)	18,5						
	NKZ3-100H	Q(m3/h)	32,0	22,4	10,1	9274	649	27200	1,1
		H(m)	28,5						
D125	GPN3-100	Q(m3/h)	40,0	28,0	8,1	5857	410	35340	0,9
		H(m)	18,0						
	NKZ3-100H	Q(m3/h)	53,0	37,1	6,1	8233	576	35340	1,2
		H(m)	25,3						

5.2. Vila Praia de Âncora

O volume de sedimento anualmente acumulado no Portinho de pesca de Vila Praia de Âncora está estimado em 100000 metros cúbicos. A solução proposta consiste em algo muito semelhante ao descrito para a Praia da Aguda, em que um pontão flutuante com uma bomba opera na zona de acumulação de sedimento, transferindo-o para as praias a sotamar. Um sistema grua suspendendo uma bomba poderia também ser posto em práctica, actuando a barlamar do quebramar norte, em semelhança ao sistema de transposição do rio ‘Indian’ (Anexo 1). Considerou-se igualmente uma profundidade de água média (H1) de 3m e um desnível (H2) de 5 m, tendo então para altura geométrica o mesmo valor de 8m e uma distância máxima de descarga de 1000m (figura 5.8). Tal como para a Aguda, o sistema seria móvel, podendo o pontão operar em várias zonas interiores ao portinho conforme necessário, ou até mesmo no exterior deste, junto ao quebramar de barlamar, quando a agitação assim o permitisse. O estudo foi feito também com ambas as marcas de bombas Toyo e Tsurumi, construindo gráficos e quadros representativos das características das bombas e da instalação, embora as bombas Tsurumi não pareçam à partida possuir as características necessárias para lidar com os 100000 metros cúbicos anuais.

5.2.1. Bombas Toyo

Devido ao maior volume envolvido em relação à praia da Aguda, foi testado um novo grupo de bombas (DP40B, 50B, 75B e 100B) com maior capacidade máxima (360 m^3/h), combinadas com D200 conforme exemplificado na figura 5.9. O quadro 5.3 resume o estudo em termos dos pontos de funcionamento encontrados para L=1000m e do número de horas de bombagem diária, bem como

Figura 5.8 – Possível traçado da conduta (google earth)

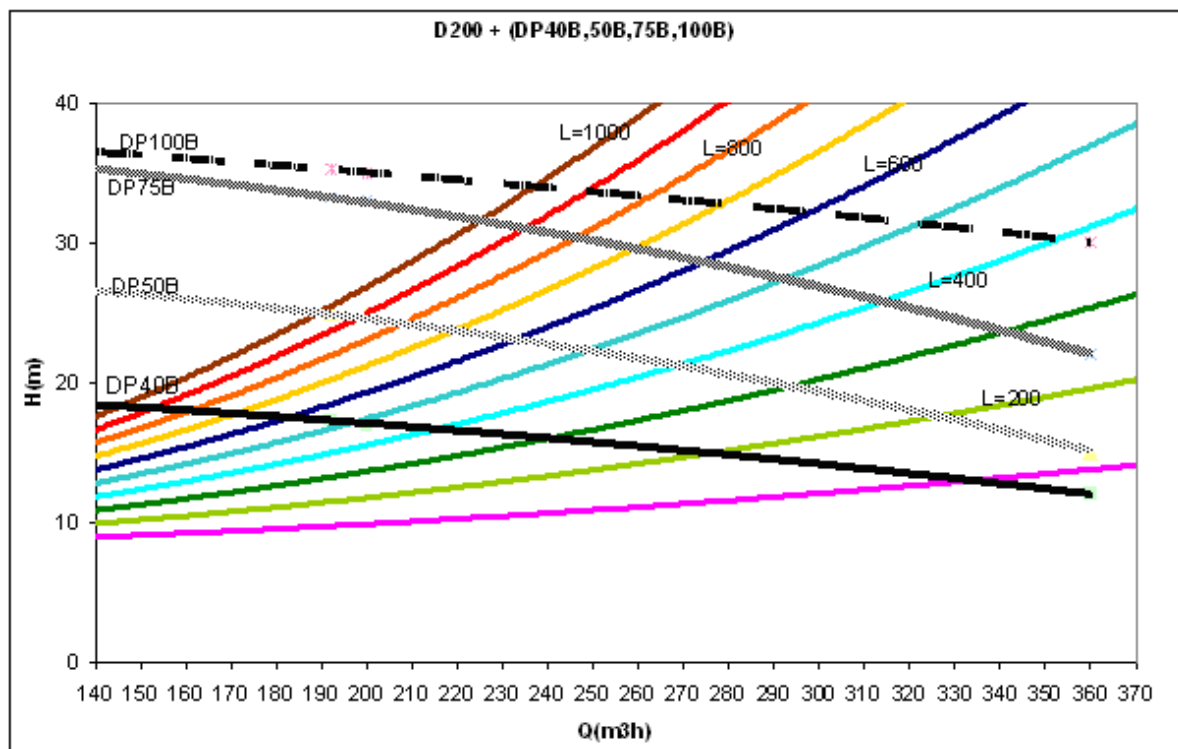



Figura 5.9 - Curvas da instalação e das bombas para D200 mm

Quadro 5.3 - Características de funcionamento para as diversas bombas e diâmetros da conduta

			Pontos funcion. para L=1000m	Qreal sólidos bombado	Hrs/dia (média)	Energia (ano) kwh	Custo energia (euros/ ano)	Custo da conduta (euros)	U(m/s)
D125	DP15	Q(m3/h) H(m)	40,0 18,2	28,0	13,5	6909	484	35340	0,9
	DP20	Q(m3/h) H(m)	50,5 23,5	35,4	10,7	8921	624	35340	1,1
	DP30	Q(m3/h) H(m)	65,0 33,0	45,5	8,3	12528	877	35340	1,5
D150	DP15B	Q(m3/h) H(m)	42,5 12,7	29,8	12,7	4802	336	36600	0,7
	DP20B	Q(m3/h) H(m)	52,5 14,9	36,8	10,3	5638	395	36600	0,8
	DP30B	Q(m3/h) H(m)	66,0 18,4	46,2	8,2	6985	489	36600	1,0
	DP50	Q(m3/h) H(m)	95,0 27,4	66,5	5,7	10402	728	36600	1,5
	DP50H	Q(m3/h) H(m)	108,0 32,5	75,6	5,0	12338	864	36600	1,7
D200	DP40B	Q(m3/h) H(m)	145,0 18,3	101,5	3,7	6947	486	48610	1,3
	DP50B	Q(m3/h) H(m)	190,0 25,0	133,0	2,8	9491	664	48610	1,7
	DP75B	Q(m3/h) H(m)	225,0 31,8	157,5	2,4	12072	845	48610	2,0
	DP100B	Q(m3/h) H(m)	237,0 34,0	165,9	2,3	12907	904	48610	2,1

alguns custos. Mantendo o critério anterior de 3 a 4h de funcionamento diário, a bomba escolhida é a DP40B, com 3,7h de operação diária, a $145\,m^3/h$. Os custos da conduta têm em conta o máximo de 1000 metros de comprimento perspectivados.

5.2.2. Bombas Tsurumi

Quadro 5.4 - Características de funcionamento para as diversas bombas e diâmetros da conduta

			Pontos funcion. para L=1000m	Qreal sólidos bombado	Hrs/dia (média)	Energia (ano) kwh	Custo energia (euros/ ano)	Custo da conduta (euros)	U(m/s)
D125	GPN3-100	Q(m3/h) H(m)	40,0 18,0	28,0	13,5	9762	683	35340	0,9
	NKZ3-100H	Q(m3/h) H(m)	53,0 25,3	37,1	10,2	13721	961	35340	1,2

Conforme exposto no quadro 5.4, utilizando as bombas Tsurumi consegue-se, na melhor das hipóteses, uma média horária de operação de 10,2h a 53 m^3/h. Este valor médio parece claramente exagerado, e não compatível com a manutenção da bomba e períodos de maior agitação em que esta não poderá ser operada, havendo o risco de não obter a produtividade esperada anualmente.

5.3. FIGUEIRA DA FOZ

Nos casos da Figueira da Foz e de Aveiro foram feitas duas abordagens. A primeira consistindo numa solução de bombagem instalada no quebramar norte dos portos. Devido aos maiores volumes envolvidos será necessário recurso a um conjunto de bombas para fazer a transposição para as praias a sul, um pouco à imagem dos casos australianos do rio 'Nerang' ou 'Tweed' (Anexo 1). Numa segunda abordagem são propostas soluções periódicas com o recurso à utilização de dragas.

5.3.1. ESTAÇÃO DE BOMBAGEM INSTALADA NO QUEBRAMAR NORTE

Nos casos de Vila Praia de Âncora e Aguda foram testadas duas marcas de bombas, Toyo e Tsurumi. Contudo para a Figueira da Foz e para Aveiro apenas serão testadas as bombas Toyo, pelo simples facto de as bombas Tsurumi não possuírem as capacidades suficientes para os volumes envolvidos.

De modo a se atingir as praias a sul, os 1000m de tubagem considerados para os casos anteriores não são suficientes, pelo que aqui foi considerada uma tubagem de 2000m de comprimento (sem 'booster'), com a configuração indicada na figura 5.10.

Figura 5.10 – Possível configuração do traçado da conduta no porto da Figueira da Foz

Os valores de H_1 e H_2 considerados foram de 10 e 5 metros, respectivamente, e o estudo dos pontos de funcionamento das bombas Toyo está resumido nas figuras 5.11 e 5.12 e quadro 5.5.

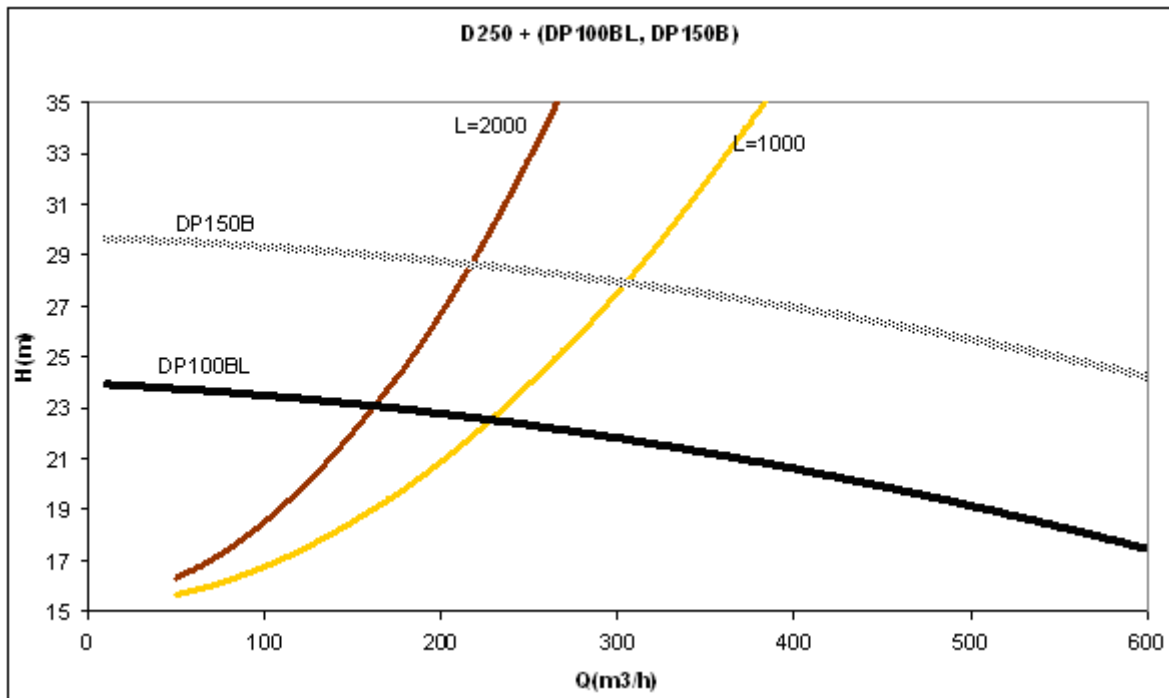



Figura 5.11 - Curvas da instalação e das bombas para D250 mm

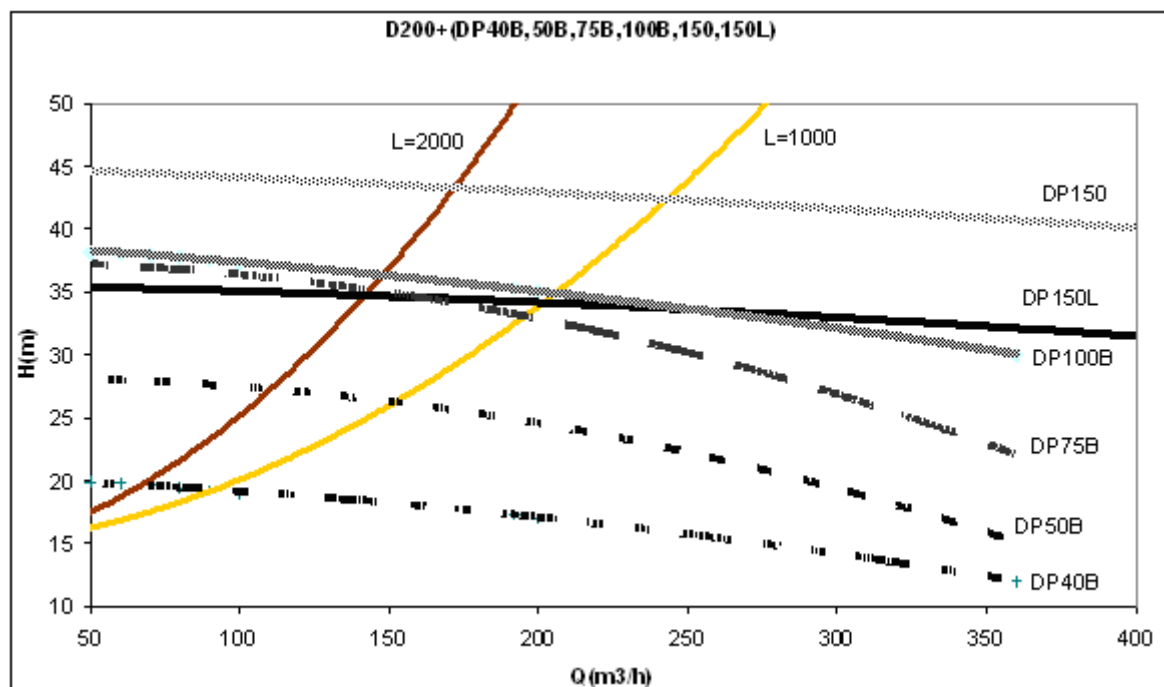



Figura 5.12 - Curvas da instalação e das bombas para D200 mm

Quadro 5.5 - Características de funcionamento para as diversas bombas e diâmetros da conduta

			Pontos funcion. para L=2000m	Qreal sólidos bombado	Hrs/dia (média)	Energia (ano) kwh	Custo energia (euros/ ano)	Custo da conduta (euros)	U(m/s)
D=200	DP40B	Q(m3/h)	65	45,5	50,0	64754	4532,8	97220	0,58
		H(m)	19,9						
	DP50B	Q(m3/h)	110	77,0	29,5	87857	6150,0	97220	0,97
		H(m)	27						
	DP75B	Q(m3/h)	142	99,4	22,9	113889	7972,2	97220	1,26
		H(m)	35						
	DP100B	Q(m3/h)	148	103,6	21,9	117143	8200,0	97220	1,31
		H(m)	36						
D=200	DP150	Q(m3/h)	172	120,4	18,9	139921	9794,4	97220	1,52
		H(m)	43						
	DP150L	Q(m3/h)	141	98,7	23,0	113238	7926,7	97220	1,25
		H(m)	34,8						
D=250	DP100BL	Q(m3/h)	160	112,0	20,3	74841	5238,9	125940	0,91
		H(m)	23						
	DP150B	Q(m3/h)	215	150,5	15,1	93714	6560,0	125940	1,22
		H(m)	28,8						

A bomba seleccionada será a DP150B pelos mesmos critérios já apresentados. Propõe-se três bombas deste tipo instaladas no quebramar norte do porto da Figueira da Foz a funcionar numa média de 5 horas diárias, cada uma com um caudal sólido da ordem dos 150 m^3/h. Considerou-se que estas funcionariam também 5 dias por semana numa média de 264 dias por ano. Os valores indicados no quadro, quer em custos de energia quer em custos da conduta, são para apenas uma bomba e uma conduta. As três bombas estariam colocadas ao longo do quebramar norte, afastadas entre si de modo a cobrirem diferentes áreas maximizando a recolha de sedimento que se acumula junto à estrutura saturando-a e consequentemente penetrando no interior da embocadura, tendo preferencialmente características móveis ou semi-móveis. Quanto maior o raio de acção das bombas na zona adjacente ao quebramar maior a sua produtividade.

Quanto ao transporte da mistura água/areia para sul, este seria feito através de tubagens, parte submersas e parte instaladas no terreno, conforme indicado na figura 5.10, com duas configurações possíveis (figura 5.13). Na configuração a) cada bomba possui a sua própria conduta independente (D250mm) podendo descarregar todas no mesmo local ou em locais distintos da praia conforme as necessidades. Na configuração b) as três bombas estão interligadas por uma conduta principal de maior diâmetro que será responsável pelo transporte do valor de Q de cada uma das bombas, ou seja 3Q, podendo o local de descarga ser ajustado para apenas um ponto, ou para vários pontos. Ambas as configurações apresentam vantagens e desvantagens. No caso a) seria necessária a instalação e manutenção de 3 condutas enquanto que na b) apenas uma, mas esta de maior diâmetro e com condições de funcionamento hidráulico mais heterogéneas. Em termos de funcionamento a configuração b) talvez apresente maior simplicidade de operação principalmente no caso de ser querer aplicar um 'booster'. Neste trabalho não se considerou a presença de nenhum 'booster' e assim a configuração adoptada foi a a).

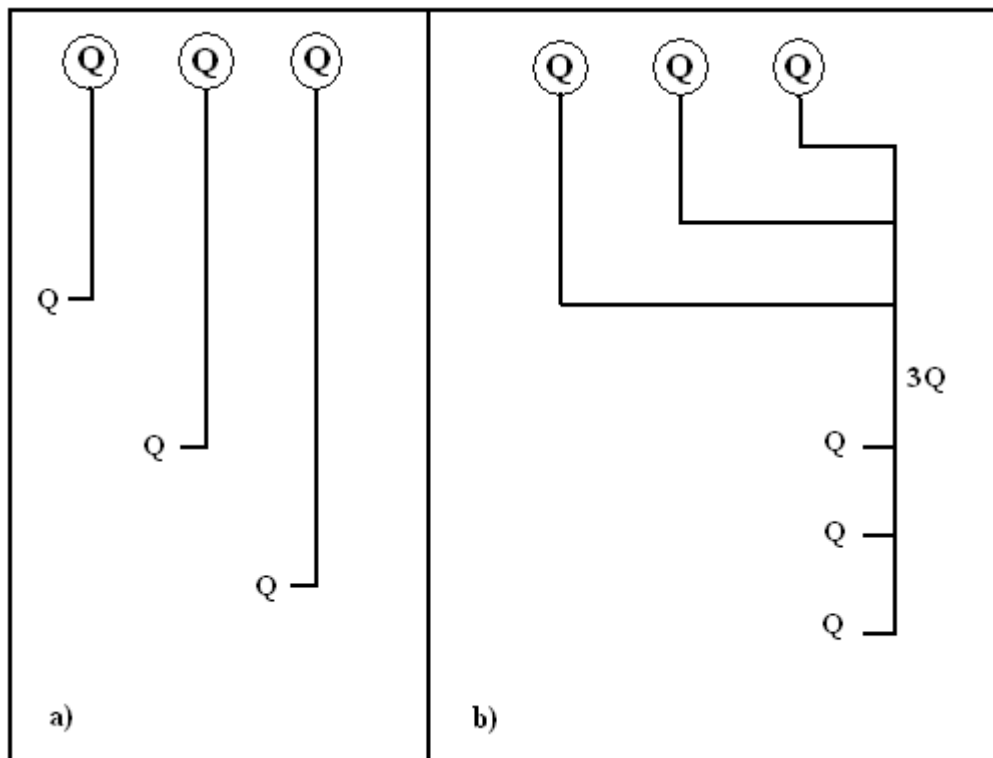



Figura 5.13 – Possíveis configurações do traçado da conduta

5.3.2. UTILIZAÇÃO PERIÓDICA DE DRAGAS

Uma outra metodologia para a transposição artificial de elevados volumes é o do recurso a dragagens periódicas, dragando as áreas crónicas de acumulação junto ao quebramar norte e no canal de navegação, deslocando a draga carregada para sul junto à costa, e transferindo depois o sedimento para o local de deposição através de uma tubagem que faz a ligação entre a draga e a praia, à semelhança do que foi recentemente levado a cabo na Costa da Caparica por uma empresa de dragagens dinamarquesa.

Consideram-se quatro possibilidades para a periodicidade das dragagens: anualmente, dois em dois anos, cinco em cinco ou dez em dez, reconhecendo-se que existem vantagens e desvantagens. Em termos económicos convém que a periodicidade seja o mais alargada possível pois o lançamento frequente de concursos públicos, tendo de pagar a mobilização frequente do equipamento para o local da obra, acarreta elevados custos. No entanto a maior frequência das operações permite uma melhor gestão e monitorização da obra, devido ao facto de os volumes envolvidos em cada operação serem substancialmente mais pequenos. Na Figueira da Foz o volume acumulado anualmente e admitido para este trabalho, encontra-se na ordem dos 600 000 metros cúbicos anuais, pelo que o volume acumulado para as quatro possibilidades se encontra representado na figura 5.13. Considerou-se como possibilidades de ‘curto período’ os casos de dragagens anuais e de dois em dois anos, e de ‘longo período’ as dragagens de 5 em 5 e 10 em 10 anos. Segundo valores do concurso público da Costa da Caparica considerou-se o valor de 5,2 $euros/m^3$ para o primeiro caso e 4,7 $euros/m^3$ para o segundo e calcularam-se os custos relacionados com cada período possível (quadro 5.5).

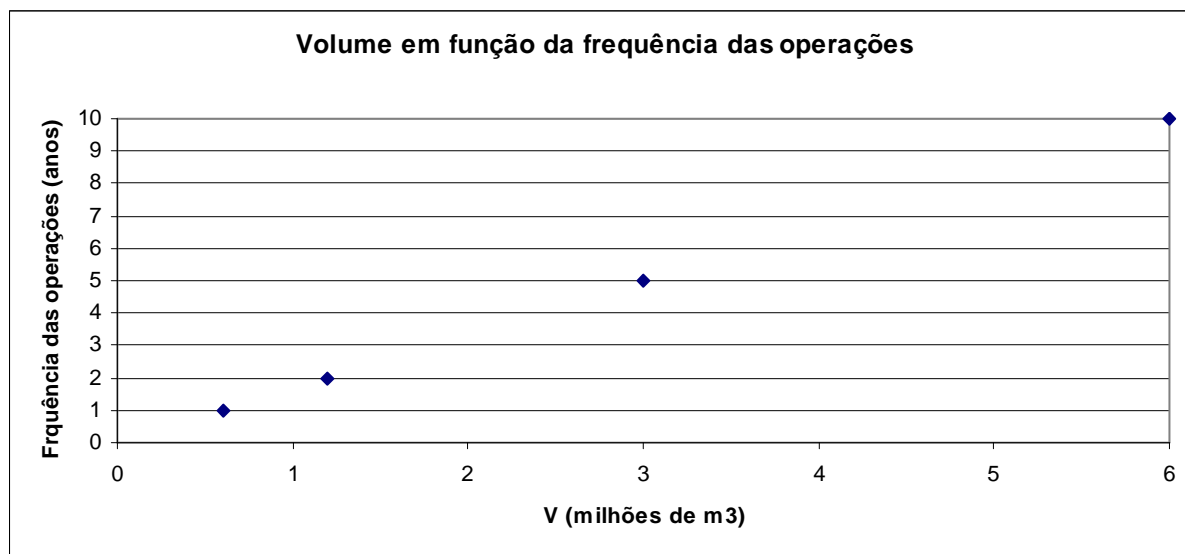



Figura 5.14 – Volumes acumulados em função da frequência das operações

Quadro 5.6 - Volumes e custos em função da frequência das operações

Anos	Volumes (Milhões m3)	Custo (Milhões euros)
1	0,6	3,12 x 10
2	1,2	6,24 x 5
5	3	14,1 x 2
10	6	28,2 x1

5.4. AVEIRO

Tal como para a Figueira da Foz, para Aveiro foram feitas as mesmas duas abordagens. Devido aos maiores volumes envolvidos (900 000 m^3/ano) será necessário o recurso a um maior número de bombas.

5.4.1. ESTAÇÃO DE BOMBAGEM INSTALADA NO QUEBRAMAR NORTE

O estudo para Aveiro é em tudo semelhante ao realizado para a Figueira da Foz, com a diferença nos volumes acumulados e na altura geométrica que é necessário vencer. Os valores de H_1 e H_2 assumidos foram de 13 e 5 metros respectivamente. Apenas foram testadas as bombas Toyo, e tal como para a Figueira da Foz considerou-se um comprimento máximo da tubagem na ordem dos 2000m com um traçado representado na figura 5.15. Os cálculos para escolha da(s) bomba(s) estão resumidos na figura 5.16 e no quadro 5.6. Caso se quisesse prolongar as distâncias de descarga teriam de ser consideradas novas bombas (‘booster’) intercalares capazes de fornecer a energia extra necessária para o transporte. A estação de reforço ou ‘booster’ poderia ser por exemplo instalada na praia da barra.

A solução prevista será com cinco bombas DP150B instaladas no quebramar norte, preferencialmente móveis ou semi-móveis para permitir maior raio de acção e maior produtividade. O

número de horas de bombagem diária estará na ordem das 5,5h para cada uma, num ciclo de 5 dias por semana ou seja cerca de 264 dias por ano. Os elementos presentes no quadro 5.6 referem-se apenas a

Figura 5.15 – Possível traçado da conduta (google earth)

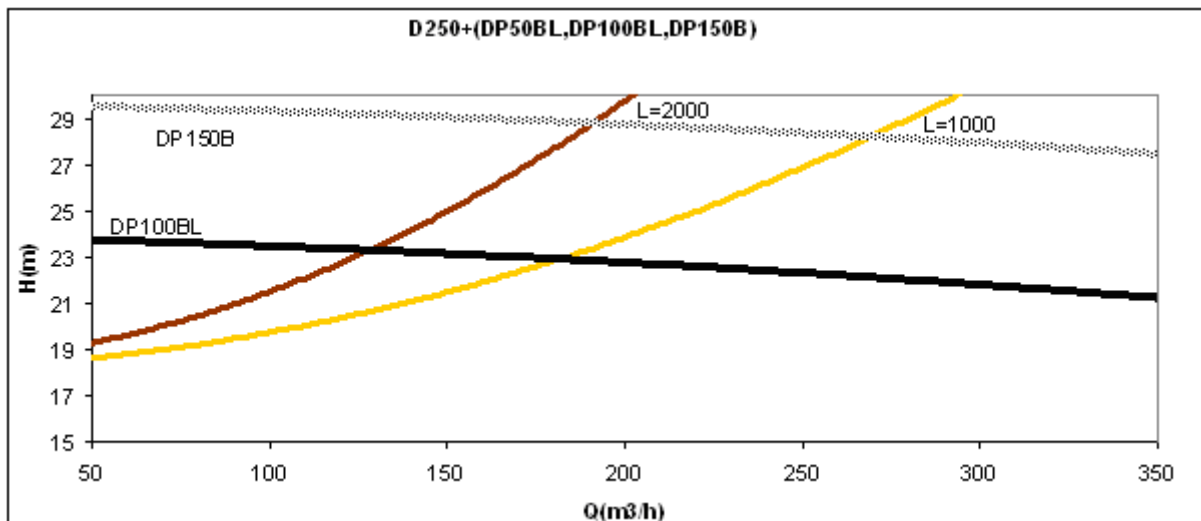



Figura 5.16 - Curvas da instalação e das bombas para D250 mm

ao funcionamento de uma bomba. O transporte de norte para sul seria (tal como na Figueira da Foz) feito a partir de tubagens parte submersas e parte implantadas no terreno, adoptando-se aqui também a configuração a).

Quadro 5.7 - Características de funcionamento para as diversas bombas e diâmetros da conduta

			Pontos funcion. para L=2000m	Qreal sólidos bombado	Hrs/dia (média)	Energia (ano) kwh	Custo energia (euros/ ano)	Custo da conduta (euros)	U(m/s)
D=250	DP100BL	Q(m3/h)	125	87,5	39,0	113726	7960,8	125940	0,71
		H(m)	23,3						
	DP150B	Q(m3/h)	180	126,0	27,1	140571	9840,0	125940	1,02
		H(m)	28,8						

5.4.2. Utilização periódica de dragas

Consideraram-se as mesmas 4 possibilidades para a periodicidade das dragagens: anualmente, dois em dois anos, cinco em cinco ou dez em dez, e os mesmos custos por metro cúbico associados.

Quadro 5.8 – Volumes e custos em função da frequência das operações

Anos	Volumes (Milhões m3)	Custo (Milhões euros)
1	0,9	4,68 x 10
2	1,8	9,36 x 5
5	4,5	21,15 x 2
10	9	42,3 x 1

5.5. Costa da Caparica

Na Costa da Caparica o assoreamento anual está estimado nos 290 000 metros cúbicos anuais. Este valor não é necessariamente fixo tendo um carácter de grande dependência das condições de agitação nomeadamente tempestades, que são imprevisíveis. Na linha do que foi iniciado em 2004 com as obras de reabilitação dos esporões da Costa da Caparica e seguido em 2007 com a alimentação artificial de areias (500 000 metros cúbicos na primeira fase) a solução para a erosão das praias passará necessariamente por operações de alimentação artificial periódicas. O problema é que estas intervenções são muito caras, mas são também necessárias para a manutenção do canal de navegação do porto de Lisboa, e o seu sucesso depende do número de anos a que as operações de enchimento resistirão. Como enunciado no Capítulo 4, devido à exposição das praias, marés de média amplitude, forte agitação incidente e grande variabilidade desta, tanto anual, sazonal, ou mesmo semanal ou diária, com grande potencial de transporte pela deriva litoral que pode atingir os 2 milhões de metros cúbicos anuais, torna-se extremamente difícil prever o grau de eficácia da alimentação artificial. Terá de se esperar para ver o resultado das operações de alimentação artificial levadas a cabo recentemente e avaliar o seu sucesso, e assim decidir se a alimentação artificial será uma boa solução para a Costa de Caparica ou se será necessária a procura de soluções alternativas ou complementares.

Tal como para Aveiro e para a Figueira da Foz calcularam-se os valores (volumes e custos) para diferentes intervalos de tempo entre as operações, tendo apenas levado em linha de conta períodos de 5 e 10 anos devido aos menores volumes envolvidos (290 000 metros cúbicos anuais). Os locais de enchimento seriam os indicados na figura 4.7 por serem os mais atingidos pela erosão.

Quadro 5.9 - Volumes e custos em função da frequência das operações

Anos	Volumes (Milhões m3)	Custo (Milhões euros)
5	1,45	6,815 x 2
10	2,9	13,63 x 1

5.6. ESTIMATIVA PRELIMINAR DE CUSTOS

Nas soluções baseadas em estações de bombagem os custos estarão basicamente divididos entre os custos de instalação e custos de exploração. Nos custos de instalação inclui-se o custo da conduta (não foram incluídos os custos associados aos trabalhos de colocação e vala, travessia subaquática e pavimentos rodoviários a repor) e da instalação elevatória (bomba). Nos custos de exploração os custos da energia eléctrica e de manutenção.

O rendimento do grupo elevatório considerado foi de 75% e a tarifa de energia eléctrica de 0,07 euros/kwh. As condutas serão em aço revestido mas devido à dificuldade em obter preços para este material, os custos associados foram estimados a partir dos preços comerciais de condutas de ferro fundido. Não foram incluídos custos com o pessoal (embora existam) nem custos com acessórios, seja da conduta ou da estação elevatória, nem custos relacionados com a possível substituição de equipamentos sujeitos a desgaste como sejam os grupos elevatórios, equipamento de automatação e controlo ou outros, sendo que o custo destes está também dependente de uma manutenção eficiente e adequada.

Em relação às despesas de manutenção foram dobrados os custos estimados em 1% do investimento nas condutas e construção civil e 2,5% do investimento nos equipamentos elevatórios e acessórios, para sistemas de abastecimento de água, para respectivamente 2% e 5% devido à natureza mais agressiva do ambiente e ao desgaste por efeitos de abrasão e problemas de bloqueamento das bombas por acumulação de detritos sólidos.

5.6.1. PRAIA DA AGUDA

Os custos para a praia da aguda (bombas Toyo) estão resumidos no quadro 5.10. Os custos de instalação atingem os 61377 euros, enquanto que os custos anuais de exploração os 2408 euros.

Quadro 5.10 (Toyo - custos em euros)

Custo da conduta D150 (1000m)	Custos com a energia (anuais)	Preço da bomba DP50	Custos de manutenção anuais
36600	437	24777	1971

O preço das bombas Toyo não inclui IVA segundo os fabricantes. É importante salientar que estes preços não incluem o custo de um pontão flutuante para suporte da bomba, ou de uma grua, o que teria um importante peso no preço final.

Para as bombas Tsurumi os custos estão resumidos no quadro 5.11.

Quadro 5.11 (Tsurumi - custos em euros)

Custo da conduta D125 (1000m)	Custos com a energia (anuais)	Preço da bomba NKZ3-100H	Custos de manutenção anuais
35340	576	6891	1051

5.6.2. Vila Praia de Âncora

Quadro 5.12 (Toyo - custos em euros)

Custo da conduta D200 (1000m)	Custos com a energia (anuais)	Preço da bomba DP40B	Custos de manutenção anuais
48610	486	20287	1987

Quadro 5.13 (Tsurumi - custos em euros)

Custo da conduta D125 (1000m)	Custos com a energia (anuais)	Preço da bomba NKZ3-100H	Custos de manutenção anuais
35340	960	6891	1051

5.6.3. Figueira da Foz

O preço da bomba DP150B é de 90626 euros.

Quadro 5.14 (custos em euros)

Custo da conduta D250 (2000m)	Custos com a energia anuais (3 bombas)	Preço das 3 bombas DP150B	Custos de manutenção anuais
125940	19680	271878	16112

5.6.4. AVEIRO

Quadro 5.15 (custos em euros)

Custo da conduta D250 (2000m)	Custos com a energia anuais (5 bombas)	Preço das 5 bombas DP150B	Custos de manutenção anuais
125940	49200	453130	25175

6
CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

A transposição artificial de sedimentos é uma potencial solução para os problemas de erosão de praias adjacentes a embocaduras e assoreamento destas, e com aplicação no panorama internacional. O assoreamento de portos e suas embocaduras está intimamente ligado aos efeitos nas praias adjacentes e de modo a se obter uma eficiente gestão de sedimentos em termos físicos, económicos e ambientais dever-se-á ter uma perspectiva conjunta dos objectivos de navegação e protecção costeira, não os isolando um do outro. A gestão de sedimentos dragados de um porto ou de uma embocadura será então mais bem sucedida se o problema for abordado como um sistema integrado. A dificuldade e incapacidade que existe muitas vezes na avaliação das direcções, intensidades e variações do transporte litoral é responsável por muitos dos problemas de assoreamento de portos e erosão das praias adjacentes, sendo fundamental uma eficaz compreensão das dinâmicas sedimentares e fluxos de transporte locais, localização de bancos de areia e batimetria junto à costa.

No caso de sistemas de transposição baseados em bombas e estações de bombagem, a tendência actual é a de estes evoluírem para uma maior mobilidade e flexibilidade e para múltiplos locais de actuação das bombas de modo a aumentar a produtividade. A produtividade destes sistemas está limitada pelas taxas de enchimento das crateras de aspiração das bombas, que por sua vez dependem das dinâmicas sedimentares locais. Um dos principais problemas que afecta estes sistemas é a acumulação de detritos sólidos e lixos nas crateras de aspiração, o que diminui a produtividade e provoca danos nas bombas e tubagens podendo levar à necessária substituição destas ou reparação. Outros problemas com estes sistemas quer sejam fixos, móveis ou semi-móveis incluem limitações operacionais impostas por considerações sociais ou recreativas, limitações relacionadas com proprietários de terrenos adjacentes ou limitações ambientais. A natureza do sedimento a transportar para sotamar e a sua granulometria deve ser comparada com a das praias de modo a avaliar a compatibilidade destas. Os locais a dragar devem ser também cuidadosamente inspeccionados para avaliar a presença de contaminantes.

Relativamente a Portugal, embora não haja experiência com este tipo de sistemas, torna-se evidente em diversos locais a necessidade de uma maior consciencialização dos problemas de assoreamento/erosão existentes e a implementação de alternativas a soluções anteriores ou falta destas. Os sistemas de transposição artificial poderão ser uma alternativa a ter em conta em relação às habituais dragagens de manutenção dos canais de navegação com potenciais vantagens económicas e ambientais. Em Portugal o material dragado é frequentemente usado para fins de construção civil ou largado 'offshore', retirando e não restituindo material ao sistema, agravando os problemas de erosão. As entidades portuárias têm aqui responsabilidade. Embora estes sistemas tenham custos elevados e certas limitações e dificuldades técnicas, o número de casos de sucesso custo/benefício existentes no

panorama internacional, levam a crer que a transposição artificial de sedimentos é de facto uma mais valia para o futuro e a sua aplicação a casos portugueses apresenta potencialidades.

As soluções propostas neste trabalho têm um carácter indicativo em termos das capacidades, funcionamento, potencialidades/limitações e custos da implementação destes sistemas a casos concretos portugueses. Deverão ser aprofundadas em termos técnicos e operacionais. Os custos associados serão melhor avaliados através de uma consulta ao mercado para situações concretas. A realização de levantamentos topo-hidrográficos periódicos, como está recentemente a acontecer em relação à Costa da Caparica permitirá uma melhor avaliação dos volumes de sedimento em jogo e uma mais profunda compreensão dos fenómenos hidromorfológicos presentes nas zonas portuárias e nas zonas envolventes afectadas pela presença de quebramares e canais de navegação.

BIBLIOGRAFIA

Alan Dyson, Stephen Victory, Tom Connor (2002). *Sand Bypassing the Tweed River Entrance: An Overview*.http://www.tweedsandbypass.nsw.gov.au/_media/tweed/pdf/publications/overview.pdf. 13/10/07.

B. J. Martin (2004). *Sand Management Study, Summary Report and Recommendations.* 26/11/07

Benedt L., Finkl C.W. *Using Geographic/Marine Information System (GIS/MIS) Frameworks to Determine Spatial Variability of Beach Sediments and Nearshore Geomorphology in Subtropical Southeast Florida* . Página 3. http://www.coastalplanning.net/coastal_geology/Papers/Lbenedet.pdf. 05/12/07.

Carlos Coelho, Raquel Silva, Fernando Veloso Gomes, Francisco Taveira Pinto (2006). Avaliação de riscos, Modelos de previsão da evolução da configuração costeira. In *1ª Jornadas da Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente*, SHRHA, FEUP, Porto.

Department of Environmental Protection, Palm Beach County Board of County Comissioners (1999). *South Lake Worth Inlet Management Study Summary of Findings Report and Recommended Implementation Plan.* Florida. http://bcs.dep.state.fl.us/bchmngmt/slkworth.pdf. 13/12/07

E. Robert Thieler, Paul T. Gayes, William C. Schwab, M. Scott Harris (1999) . *Tracing Sediment Dispersal on Nourished Beaches: Two Case Studies, Reprinted from Coastal Sediments'99, New York, ASCE*. Página 3. http://www.fws.gov/nc-es/ecoconf/thieler%20paper.pdf. 05/12/07.

Foster M., Cummings P., Connor T., Dyson A., Victory S., McMahon J. (2002). *Community Consultation for the Tweed River Entrance Sand Bypassing Project*. http://www.tweedsandbypass.nsw.gov.au/_media/tweed/pdf/publications/consultation_paper.pdf. 13/10/07.

F. Veloso Gomes (2001). *Situação da Costa Nova/Vagueira, Alimentação Artificial e Duna Artificial.* FEUP, Instituto da Água.

Fernando Veloso Gomes (2008). *Questões Relacionadas com os Pescadores e a Praia da Aguda.* Protocolo FEUP / INAG.

F. Veloso Gomes (1995). *Fenómenos de Alteração e Deformação da Agitação na Propagação em Direcção à Costa, Interacção Agitação/Taludes*. FEUP, Laboratório de Hidráulica.

F. Veloso Gomes (2005). *Cais Portuários Equipamentos*. FEUP, Laboratório de Hidráulica.

Fernando Veloso Gomes, Francisco Taveira Pinto, Luciana das Neves, Joaquim Pais Barbosa (2006). *A European Initiative for Sustainable Coastal Erosion Management, Pilot Site of River Douro – Cape Mondego and Case Studies of Estela, Aveiro, Caparica, Vale do Lobo and Azores.*Erosion, ISBN 972-752-074-x, Edition part-financed by the Centro de Riscos da Universidade do Porto.

Fernando Veloso Gomes, Francisco Taveira Pinto, Joaquim Pais Barbosa (2006). Estudo das intervenções na Costa da Caparica. In *1ª Jornadas da Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente*, SHRHA, FEUP, Porto.

F. Veloso Gomes, F. Taveira Pinto, J. Pais Barbosa, J. Costa, A. Rodrigues (2006). *As Obras de Defesa Costeira na Costa da Caparica, Na Crista das Ondas do Mar e da Comunicação Social.* FEUP/IHRH, Instituto da Água, Ministério do Ambiente.

F. Veloso Gomes, F. Taveira Pinto, J. Pais Barbosa (2004). *Rehabilitation Study of Coastal Defence Works and Artificial Sand Nourishment at Costa da Caparica Portugal*. ICCE Costa da Caparica Study, FEUP.

Gregory L. Williams, James E. Clausner (1990). *Dredging Research Technical Note ,Field Test of the Dredging Research Program (DRP) Eductor*. US Army Engineer Waterways Experiment Station http://el.erdc.usace.army.mil/dots/drptnote/drp3-12.pdf. 02/10/07

Gregory L. Williams, James E. Clausner (1990). *Dredging Research Technical Note,Fixed Sand Bypassing Plant – an Update*. US Army Engineer Waterways Experiment Station. http://el.erdc.usace.army.mil/dots/drptnote/drp3-03.pdf. 02/10/07

James E. Clausner (1999). *Sand Bypassing Cost and Performance Database.*. US Army Corps of Engineers. http://chl.erdc.usace.army.mil/library/publications/chetn/pdf/cetn-ii-41.pdf . 04/11/07

José Luís G. S. Ribeiro (2002). Ordenamento Territorial do Estuário do Mondego, Conflitos, Riscos Ambientais, e Estratégias de Gestão Integrada. In *Perspectivas de Gestão Integrada de Ambientes Costeiros*. Associação Eurocoast-Portugal.

J. Richard Weggel (1981). *Weir Sand-Bypassing Systems, Special Report NO. 8.* U.S. Army Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center.
http://cirp.wes.army.mil/cirp/archive/Special_Report_No_8.pdf. 20/11/07

Jan W. Bowman, Hans P. Noppen (1996). *Players Processes and Perspectives*, Environmental Aspects of Dredging, página 27, IACD, CEDA

Malcolm Pound (2002). *The Use of Fixed Sand Bypassing Systems at Tidal Entrances*.

Olsen Associates Inc, Coastal Engineering (2003). *Canaveral Harbor Sand Bypassing Project.* 05/12/07.

Ports and Dredging, E167. 2007, páginas 14, 23 e 29, Published by IHC Holland.

P. Proença Cunha, J.Dinis, J. Nunes André (1996). Interacção entre as Operações de Dragagem no Porto da Figueira da Foz e a Dinâmica Sedimentar no Estuário do Mondego e Costa Adjacente (Portugal Central). In *Seminário sobre Dragagens, Dragados e Ambientes Costeiros*, Associação Eurocoast-Portugal, Porto.

P. Proença e Cunha, J. Almeida Mendes (2002). Análise das dragagens no Porto da Figueira da Foz. In *Perspectivas de Gestão Integrada de Ambientes Costeiros*. Associação Eurocoast-Portugal.

(1999). *Projecto de Execução de Infra-Estruturas Marítimas do Portinho de Pesca de Vila Praia de Âncora 1ª Fase.* Estudo de Impacte Ambiental, Resumo Não Técnico. Instituto Marítimo-Portuário.

R.R, Minkin (1965). *Winds, Waves and Maritime Structures, Studies in Harbor Making and on the Protection of* Coasts. Griffin, London.

Richard Silvester, John R. C. Hsu (1997). *Coastal Stabilization, Advanced Series on Ocean Engineering – Volume 14.* World Scientific.

Sasha Zigic (2005). *A Methodology to Calculate The Time-Varyng Flow Through A Hydraulic Structure Connecting Two Water Bodies*. Tese de Doutoramento. Páginas 26 e 27. School of Engineering, Griffith Engineering, Gold Coast Campus. http://www4.gu.edu.au:8080/adt-root/public/adt-QGU20060111.145655/index.html. 05/11/07

Terra et Aqua, Maritime Solutions for a Changing World, number 105. 12/06, página 9 , IADC

Tweed River Entrance Sand Bypassing Project – A Joint Venture. Education for a Sustainable Future. http://www.ballarat.edu.au/projects/ensus/case_studies/sandby/pdfs/sandby_printable.pdf. 18/10/07.

(2002). *Tweed River Entrance Sand Bypassing Project, Status Report to Residents and Visitors*. A Cooperative Project Between the Government of New South Wales and Queensland. http://www.epa.qld.gov.au/register/p00026ag.pdf. 18/10/07.

US Army Corps of Engineers (2003). *Coastal Engineering Manual*.

US Army Engineer Waterways Experiment Station. *Coastal Engineering Technical Note, Jet Pump Sand Bypassing – Case Study I: Nerang River, Australia*. Coastal Engineering Research Center. http://chl.erdc.usace.army.mil/library/publications/chetn/pdf/chetn-ii-17.pdf. 08/11/07

Zarillo, G. A., and Brehin (2007). *Hydrodynamic and Morphologic Modeling at Sebastian Inlet, FL*. Proceedings Coastal Sediments '07 Conference, ASCE Press, Reston, VA, 1297-1310.10/12/07

www.tweedsandbypass.nsw.gov.au. 22/11/07

www.env.qld.gov.au/sandbypass. 22/11/07

www.bjmpumps.com. 20/03/08

www.hydratech.com 20/03/08

www.itraders.com 20/03/08

www.tsurumi.com. 25/03/08

www.toyopumps.com. 18/03/08

www.toyopumpseurope.com 29/03/08

www.vanoord.com. 10/04/08

www.aecops.pt/pls/daecops2/pnews.build_page?next=20796909 02/03/08

www.figueira.com/noticias/diariocimbra/2000/Fevereiro/ffdc000229.html 02/03/08

http://el.erdc.usace.army.mil/dots/drptnote/drptn.html 20/11/07

ANEXO 1

PROJECTOS INTERNACIONAIS DE SISTEMAS DE TRANSPOSIÇÃO ARTIFICIAL

PROJECTO DE TRANSPOSIÇÃO ARTIFICIAL DE SEDIMENTOS DO RIO 'NERANG'

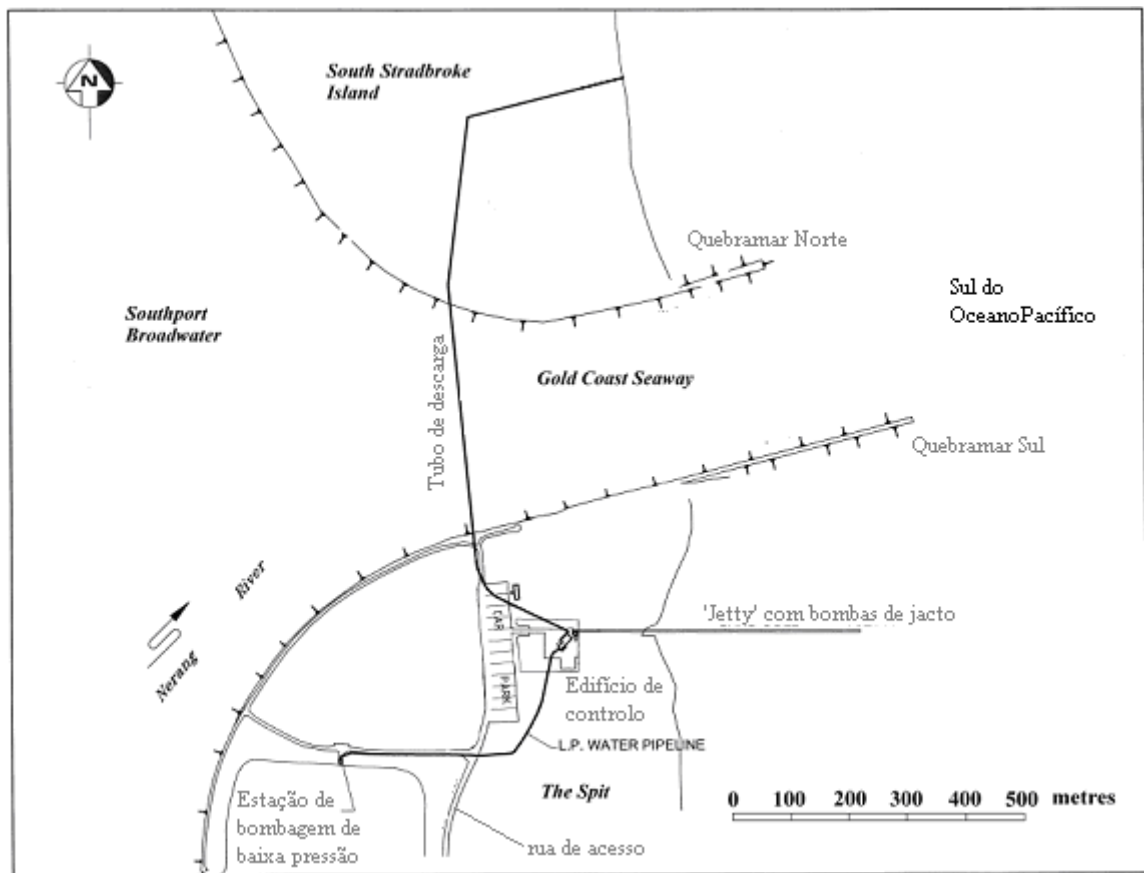



Figura A1.1 - Projecto de transposição de areia da 'Gold Coast seaway' (Malcolm Pound– 2002)

Localização e Datas

Nerang River, Queensland, Austrália. Gold Coast da cidade de Queensland ao longo da costa este central da Austrália no Oceano Pacífico.

Entre 1984 e 1985 a entrada da embocadura que naturalmente migrava para norte a uma média de aproximadamente 36 m/ano, foi recolocada a sul através da dragagem de um novo canal de navegação estabilizado por dois quebramares. Entre 1985 e 1986 foi completa a construção de um sistema fixo de transposição ('bypass') de areias.

Objectivos do Projecto

- Evitar a acumulação de areia a sul da entrada;
- Evitar a erosão da praia a norte da entrada;
- Manter um canal de navegação com uma profundidade mínima de 6 metros, sem recurso a dragagens suplementares;

Volumes

- Transporte longitudinal aproximado para norte: 580000 m^3/ano;
- Normalmente o sistema transfere areia a 333 m^3/h (30.6 % sólidos) (570 m^3/h em condições de pico - 40 % sólidos);
- O sistema foi projectado para uma média de transporte anual de 500000 metros cúbicos, com um pico de 750000 m^3/ano;
- Durante os primeiros 22 meses de operação foram transferidos aproximadamente um milhão de metros cúbicos de areia;
- A taxa de enchimento das crateras ('sediment traps'), e assim a produtividade geral, são função da energia das ondas incidente;

Custos

A quantidade de energia necessária até 1990 foi significativamente mais elevada do que o previsto devido à inferior performance das bombas de jacto por influência de detritos (pedaços de madeira, pedras, lixo, etc) que se acumularam nas crateras dificultando a aspiração de sedimentos e danificando as bombas.

O sistema foi projectado para necessitar de 1.83 kwh de electricidade por metro cúbico de areia transferida, mas na realidade aconteceu o exposto no quadro A1. Relativamente a custos obtiveram-se os seguintes elementos indicados no quadro A2 através do mesmo documento (fontes datadas de 1990). Os custos de operação são em dólares australianos que são dificilmente comparáveis a dólares americanos. Estes custos não incluem a amortização de $7.2 milhões de dólares sobre a vida do projecto ou a substituição de componentes mais importantes, entre outros custos. Contabilizando todos os custos chega-se a um valor total por metro cúbico de $2.75 para o ano de 1989 (fontes datadas de 1990).

Através de outras fontes (datadas de 2002) obtiveram-se valores um pouco diferentes para energia e custos ($ Australianos), nomeadamente: Energia: 4.3 kwh/m^3, Custo capital: 1.20 $/$m^3$, Custos de operação: 1.20 $/$m^3$, Custo total: 2.40 $/$m^3$, Alternativa: dragagens: 7 $/$m^3$.

Problemas de Funcionamento

Os principais problemas com o sistema incluem danos nos tubos de extremidade que controlam a saída de água das bombas de jacto relacionados com o seu uso prolongado e os detritos que se acumulam à volta das crateras de aspiração das bombas (lixos, pedaços de madeira, pedras, etc).

A substituição de equipamento danificado e a remoção periódica dos detritos requer o uso de equipamento mecânico (grua) de 20 toneladas para retirar as bombas de jacto do seu suporte. Entre 1987 e 1988 uma bomba de jacto de grande diâmetro (23 cm) foi introduzida para dragar e transferir os detritos que cronicamente se acumulavam no fundo das crateras. Esta bomba está designada para operações periódicas em cada uma das crateras de aspiração das bombas de jacto.

Quadro A.1 ($ Australianos)

	1987	1988	1989
electricidade ($)	198,6	161,1	82,8
salários e custos associados ($)	53,5	57,5	76,8
reparações e manutenção ($)	37,6	88,2	103,5
total ($)	289,2	306,8	363,1
custo por m^3 ($)	0,59	0,68	1,9

Quadro A.2

Ano	Electricidade kwh/m^3
1986	2.29
1987	2.60
1988	2.83
1989	3.60

Características Técnicas

Devido à forte agitação marítima na zona estuária conduzindo a um elevado transporte longitudinal ao longo da costa o governo de Queensland construiu o projecto da "gold coast seaway" para estabilizar a embocadura natural que se movia para norte. Concluiu-se que os quebramares por si só não seriam suficientes para tratar o problema por efeito do elevado transporte sedimentar e admitiu-se assim uma solução de transposição artificial de areias ('bypass'). Planos para a transposição de areias foram incluídos desde o início, fazendo deste projecto provavelmente o primeiro sistema fixo de transposição de areias no mundo projectado e construído como parte integrante de um projecto de grande dimensão de estabilização de embocaduras.

Basicamente o projecto consiste numa ponte-cais ('jettie/pier') de 490 metros localizado 250 metros a barlamar e paralelo ao quebramar sul. Dez bombas de jacto são espaçadas entre si de aproximadamente 30metros ao longo do esporão onde aspiram o sedimento acumulado e o transferem para a praia a sotamar através de um sistema de tubagens. Descreve-se em seguida o esquema de funcionamento e suas características (ver figura A1.2.):

- Bombas de jacto 'Genflo Sand Bug' 9 cm, taxa de 103 m^3/h, estão ligadas a varões de aço com fechos que impedem as bombas de penetrar abaixo da sua profundidade máxima de -10 m;

- Água limpa para as bombas é retirada do interior da estrutura portuária através de um tubo de betão de 122cm usando duas bombas de baixa pressão. A água destas duas bombas flui através de um tubo de 61 cm, 700 metros de comprimento para a estação principal de bombagem, onde alimentam duas outras bombas (‘supply pumps’);
- Água sobre pressão sai das bombas de reforço através de um tubo de 36 cm até às bombas de jacto no esporão;
- Válvulas controlam o escoamento de água para as linhas (15 cm) que alimentam cada bomba de jacto;
- A água limpa também pode ser dirigida a fluidificadores em cada bomba de jacto. Estes são usados durante a instalação e remoção para melhorar capacidade de transferência das bombas;
- A mistura água/sedimento das bombas de jacto é descarregada através de 24 cm numa palataforma elevada (‘pipe flume’);
- A ‘pipe flume’ de 58 cm de diâmetro e 370 metros de comprimento com uma inclinação de 2.5 graus, permite um escoamento gravítico da mistura para um local de 145 m^3 de capacidade;
- Uma bomba de reforço transfere a mistura acumulada, através de um tubo passando pela entrada da embocadura até três pontos de descarga ao longo da praia a sotamar (norte);
- O sistema é controlado por computador, permitindo o funcionamento à noite para tomar vantagem dos menores preços de electricidade. Durante o dia dois empregados operam;

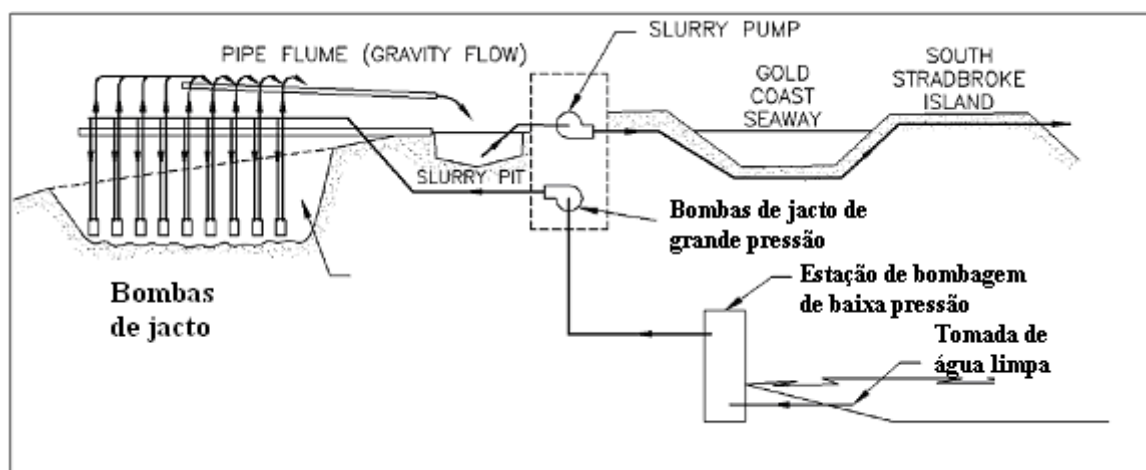



Figura A1.2 - Esquema de funcionamento (CEM – 2003)

Figura A1.3 – Tubagem de descarga (2002)

Figura A1.4 – Ponte-Cais de recolha de areia (2002)

Fontes

Malcolm Pound (2002). *The Use of Fixed Sand Bypassing Systems at Tidal Entrances*. 02/10/07.

Gregory L. Williams, James E. Clausner (1990). *Dredging Research Technical Note,Fixed Sand Bypassing Plant – an Update.* US Army Engineer Waterways Experiment Station. http://el.erdc.usace.army.mil/dots/drptnote/drp3-03.pdf. 02/10/07

Sasha Zigic (2005). *A Methodology to Calculate The Time-Varyng Flow Through A Hydraulic Structure Connecting Two Water Bodies*.. Tese de Doutoramento. Páginas 26 e 27. School of Engineering, Griffith Engineering, Gold Coast Campus. http://www4.gu.edu.au:8080/adt-root/public/adt-QGU20060111.145655/index.html. 05/11/07

US Army Corps of Engineers (2003). *Coastal Engineering Manual.*

James E. Clausner (1999). *Sand Bypassing Cost and Performance Database*.. US Army Corps of Engineers. http://chl.erdc.usace.army.mil/library/publications/chetn/pdf/cetn-ii-41.pdf. 04/11/07

US Army Engineer Waterways Experiment Station. *Coastal Engineering Technical Note, Jet Pump Sand Bypassing – Case Study I: Nerang River, Australia.* Coastal Engineering Research Center. http://chl.erdc.usace.army.mil/library/publications/chetn/pdf/chetn-ii-17.pdf. 08/11/07

PROJECTO DE TRANSPOSIÇÃO ARTIFICIAL DA ENTRADA DO RIO 'TWEED'

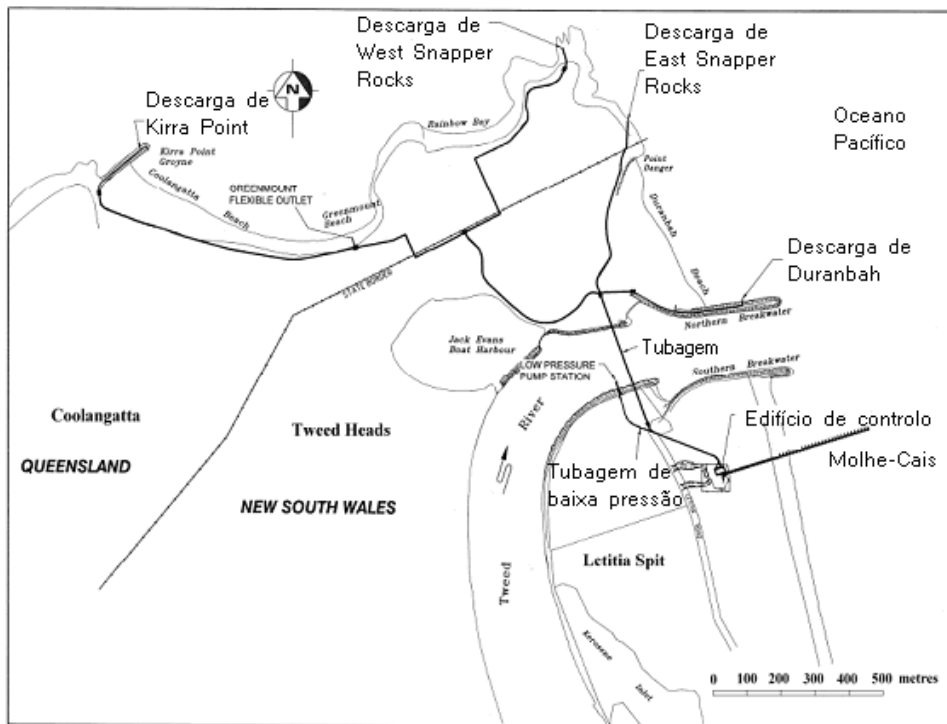



Figura A1.5 - Projecto de transposição de areias da entrada do rio 'Tweed' (Malcolm Pound – 2002)

Localização e Datas

Quinhentos metros a sul de 'New South Wales', fronteira de Queensland na costa este da Austrália.

Em Dezembro de 1999 os governos estaduais de 'New South Wales' e de 'Queensland' anunciaram a realização de um contrato para um consórcio liderado pela 'McConnell Dowell Constructors (aust) Pty Limited' para o desenvolvimento e operação de um sistema permanente (fixo) de transposição de areias para a 'Tweed River entrance'.

Objectivos do Projecto

Estabilização e manutenção de um canal de navegação seguro, livre da crónica acumulação de sedimentos.

Mitigação da erosão e manutenção das praias a sul da 'Gold Coast' a Norte da entrada da embocadura, através de um contínuo fornecimento de areia com uma taxa de transferência consistente as taxas de transporte natural.

Dados Estatísticos e Características Técnicas

O transporte natural é predominantemente de sul para norte com um balanço aproximado de 500000 m^3 / ano.

O sistema foi projectado para bombar entre 250000 a 1000000 de metros cúbicos de areia por ano, as bombas podem transpor até 12000 metros cúbicos por dia.

O 'Tweed River' é usado desde o século dezanove como porta de entrada ao comércio. A acumulação de areias nos fundos e a forte agitação marítima sempre foram um problema à navegação, o que levou à construção de quebramares no final do século dezanove. Mesmo assim era necessário recorrer a dragagens.

Em 1960 os quebramares foram prolongados de modo a melhorar a navegação impedindo a areia de entrar na embocadura do rio, mas com o tempo depósitos de sedimento voltaram a formar-se na entrada resultando em 8 milhões de metros cúbicos de areia acumulados no quebramar sul em 'Letitia Spit' e na erosão das praias a norte da embocadura ('Queensland's Gold Beaches'). A areia acumulada após a extensão do quebramares foi dragada periodicamente e usada para alimentar as praias erodidas. Rios e ribeiros próximos também foram dragados, resultando estes trabalhos em elevados custos. Como exemplo tome-se a praia 'Kirra' que em 1974-1975 recebeu 760000 metros cúbicos de areia proveniente da acumulação em 'Tweed River' com um custo de 1000000 de dólares australianos.

Em 2001 pôs-se finalmente em práctica um sistema fixo de transposição de areias. Uma ponte-cais de 450 metros de comprimento e colocado a sul do quebramar sul, está equipado com bombas de jacto que recolhem as areias depositadas nas crateras previamente escavadas para o seu armazenamento ('sediment traps'). A areia que se desloca ao longo da zona de rebentação 'surf zone' por efeito das ondas, deposita-se nas crateras e é depois aspirada pelas bombas. No entanto e em contraste com o caso de 'Nerang River', este projecto necessita de dragagens suplementares periódicas para manter o canal de navegação pois o quebramar sul é considerado demasiado curto para actuar como um efectivo local de deposição das areias, permitindo a passagem de uma parte para o interior do canal.

O sistema bomba a areia através do rio através de tubagens, parte submersas, parte enterradas e deposita-a a norte. A instalação da parte enterrada não é diferente de um projecto de águas residuais ou pluviais. Existem quatro pontos de descarga da mistura água/areia a norte da embocadura ('outlets'). 'Snapper Rocks East' e 'Snapper Rocks West' são postos de descarga permanentes. 'Duranbah' e 'Kirra Point' são postos intermitentes usados ocasionalmente quando necessário. Tubos flexíveis e curtos são ligados a uma válvula e colocados na superfície do terreno sempre que são necessárias descargas nos postos intermitentes.

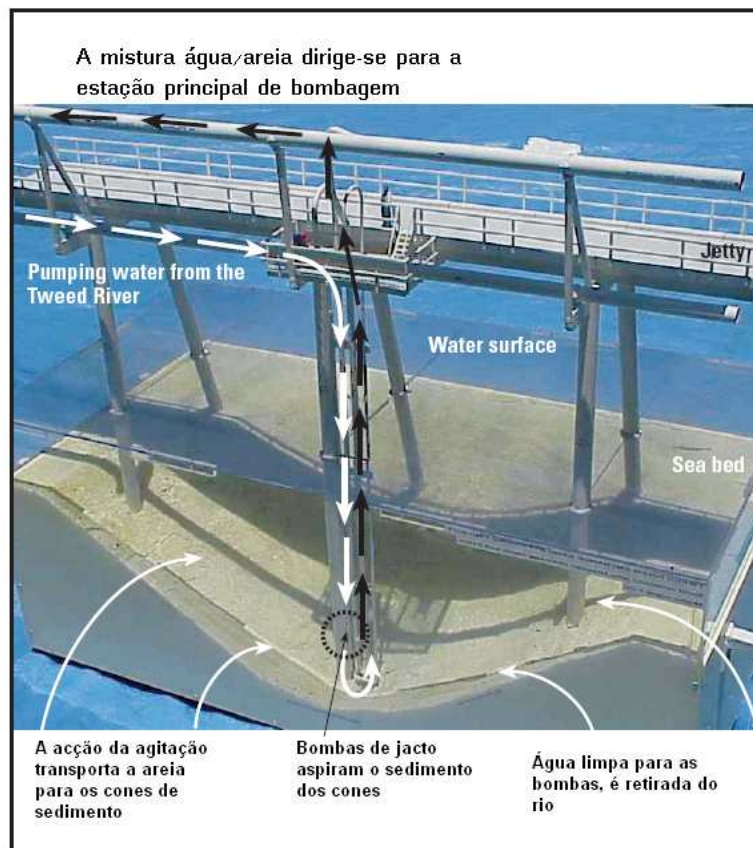



Figura A1.6 – Ponte – Cais (Community Consultation for the Tweed River Entrance Sand Bypassing Project – 2002)

Fontes

Malcolm Pound (2002). *The Use of Fixed Sand Bypassing Systems at Tidal Entrances*. 02/10/07.

Sasha Zigic (2005). *A Methodology to Calculate The Time-Varyng Flow Through A Hydraulic Structure Connecting Two Water Bodies*. Tese de Doutoramento. Páginas 26 e 27. School of Engineering, Griffith Engineering, Gold Coast Campus. http://www4.gu.edu.au:8080/adt-root/public/adt-QGU20060111.145655/index.html. 05/11/07

Foster M., Cummings P., Connor T., Dyson A., Victory S., McMahon J. (2002). *Community Consultation for the Tweed River Entrance Sand Bypassing Project*. http://www.tweedsandbypass.nsw.gov.au/_media/tweed/pdf/publications/consultation_paper.pdf. 13/10/07.

(2002). *Tweed River Entrance Sand Bypassing Project, Status Report to Residents and Visitors*. A Cooperative Project Between the Government of New South Wales and Queensland. http://www.epa.qld.gov.au/register/p00026ag.pdf. 18/10/07.

Alan Dyson, Stephen Victory, Tom Connor (2002). *Sand Bypassing the Tweed River Entrance: An Overview*.http://www.tweedsandbypass.nsw.gov.au/_media/tweed/pdf/publications/overview.pdf.13/10/07.

Tweed River Entrance Sand Bypassing Project – A Joint Venture. Education for a Sustainable Future. http://www.ballarat.edu.au/projects/ensus/case_studies/sandby/pdfs/sandby_printable.pdf. 18/10/07.

www.tweedsandbypass.nsw.gov.au. 22/11/07

www.env.qld.gov.au/sandbypasss 22/11/07

PROJECTO DE TRANSPOSIÇÃO DA EMBOCADURA DO RIO 'INDIAN'

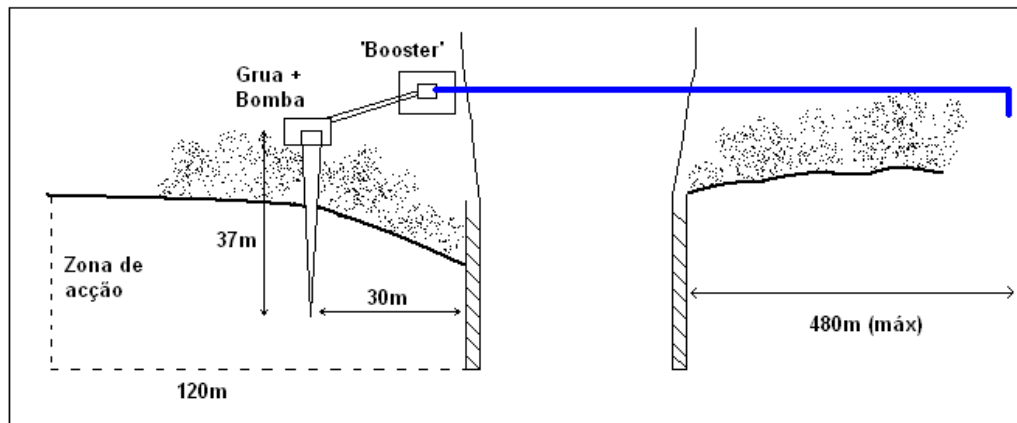



Figura A1.7 – Esquema geral do sistema de transposição da embocadura do rio 'Indian'

Localização e Datas

Rio Indian, na costa Atlântica de Delaware (EUA), implementado em 1990.

Dados Estatísticos, Características Técnicas e Custos

O transporte litoral está avaliado em 84000 m^3/ano para norte. A embocadura possui uma largura de 153m e é estabilizada por dois quebramares paralelos. De modo a mitigar a erosão da praia a norte que ameaçava uma auto-estrada, foi construída uma planta fixa de transposição artificial de areias (adjacente ao quebramar sul) com base em uma grua (com 37m de raio e 135 toneladas) e uma bomba de jacto (capacidade de 152 m^3/h). A bomba é colocada entre a preia-mar e baixa-mar usando uma grua. A grua permite uma abordagem eficiente de manobra da bomba, o movimento da grua ao longo da praia dá flexibilidade ao sistema. Existe uma casa das bombas adjacente ao quebramar sul. A linha de descarga estende-se a um máximo de 480m a norte, como indicado na figura, podendo a tubagem (de 28cm) ser encurtada ou estendida para o ponto pretendido.

O sistema é operado quatro dias por semana, por 3 pessoas. Durante calmarias ou baixa-mar, a bomba é elevada e movida lateralmente cerca de 4m de 30 em 30 min ou 15 em 15 min. Durante os meses não energéticos (Verão) a bomba opera numa faixa de 90m como indicado na figura 7. Durante os meses de Verão em especial, a operação é limitada por actividades recreativas e por razões ambientais. A produtividade está limitada pela área de acção da bomba + grua. Nos primeiros 11 meses de operação o sistema transferiu 85000 m^3 de areia cumprindo os objectivos. O custo final do sistema incluindo 610m de tubagem, foi de 1,7 milhões de dólares.

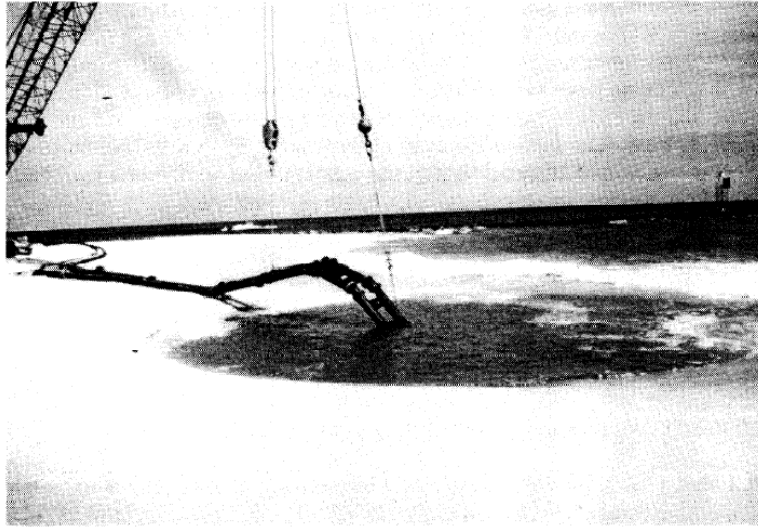



Figura A1.8 – Grua manobrando bomba de jacto no rio 'Indian, Delaware' (Gregory L. Williams, James E. Clausner – 1990)

Fontes

US Army Corps of Engineers (2003). *Coastal Engineering Manual.*

Gregory L. Williams, James E. Clausner (1990). *Dredging Research Technical Note,Fixed Sand Bypassing Plant – an Update.* US Army Engineer Waterways Experiment Station.
http://el.erdc.usace.army.mil/dots/drptnote/drp3-03.pdf. 02/10/07

Gregory L. Williams, James E. Clausner (1990). *Dredging Research Technical Note ,Field Test of the Dredging Research Program (DRP) Eductor.* US Army Engineer Waterways Experiment http://el.erdc.usace.army.mil/dots/drptnote/drp3-12.pdf. 02/10/07

Zarillo, G. A., and Brehin (2007). *Hydrodynamic and Morphologic Modeling at Sebastian Inlet, FL.* Proceedings Coastal Sediments '07 Conference, ASCE Press, Reston, VA, 1297-1310. 10/12/07

PROJECTO DE TRANSPOSIÇÃO DA EMBOCADURA DO 'SOUTH LAKE WORTH'

Localização e Datas

A embocadura do 'South Lake Worth' está localizada a sudoeste da costa Atlântica da Florida, EUA. A embocadura foi aberta e artificialmente estabilizada por dois quebramares em 1927.

Dados Estatísticos, Características Técnicas e Custos

O transporte litoral está estimado em 135000 metros cúbicos anuais para sul. Em 1937 foi instalado o primeiro sistema de transposição artificial, que foi sofrendo vários melhoramentos até aos dias hoje. Actualmente o sistema consiste numa bomba instalada no quebramar norte e suspensa por um braço mecânico de 9m de raio actuando na área adjacente onde o sedimento acumulou e

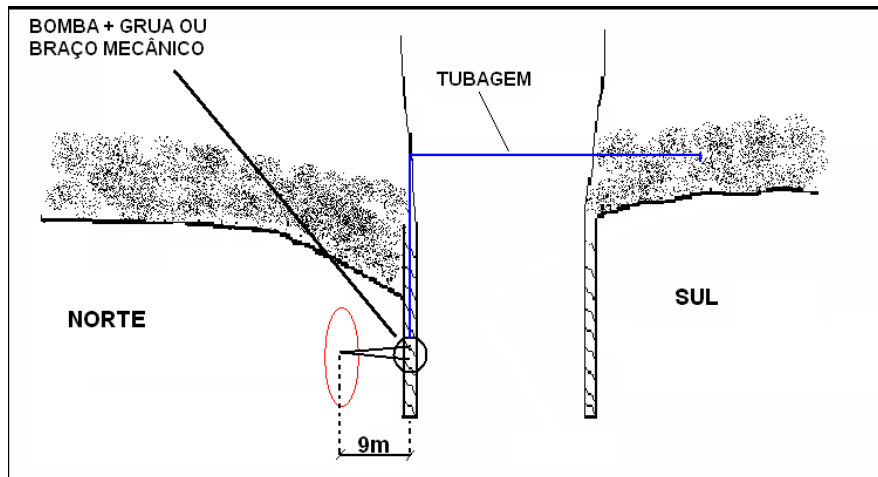



Figura A1.9 – Sistema de transposição da embocadura do 'South Lake Worth'

e transferindo-o para as praias a sul através de uma tubagem de 365m (D250 mm) como representado esquematicamente na figura 9. A produtividade está limitada pelo facto da bomba estar fixa no quebramar, pelo raio de acção do braço mecânico e pelo tamanho da cratera de aspiração (460 metros cúbicos).

O 'bypass' do sistema está estimado em aproximadamente 50000 m^3/ano (35%), sendo que do transporte litoral para sul, 45 % são transpostos naturalmente através do banco de areia de vazante, 2 % por uma draga hidráulica periódica que actua no interior da embocadura e os restantes 18 % são perdidos para fora do sistema litoral. A bomba transfere entre 95 e 122 m^3/h. O custo por metro cúbico está avaliado em 3,9 dólares ($ EUA) - CEM (2003).

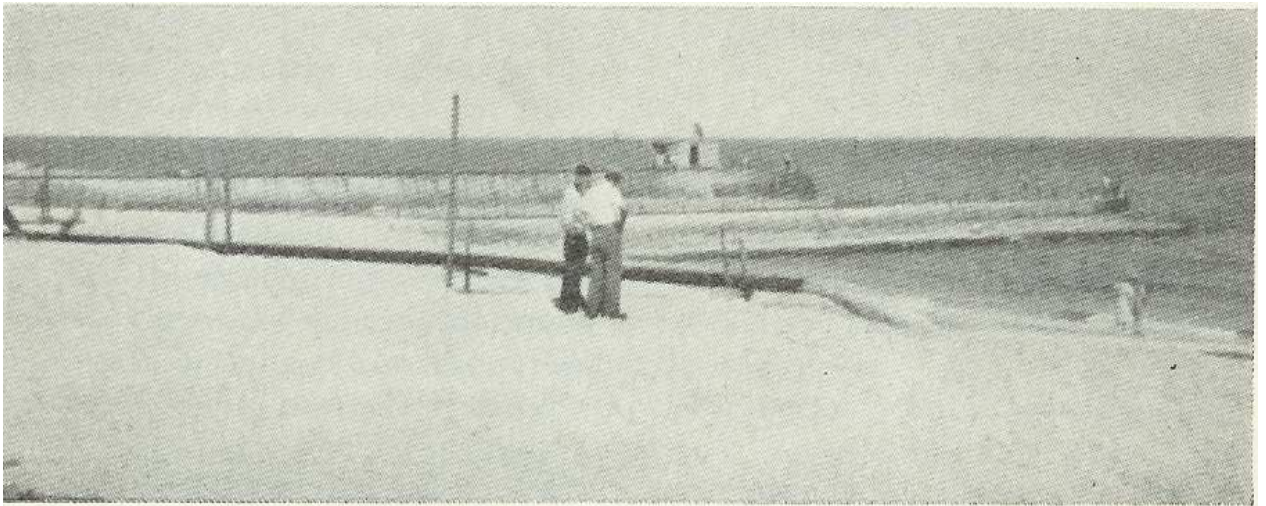



Figura A1.10 – Tubagem a descarregar sedimento a sul do quebramar sul (R.R, Minkin - 1965)

Fontes

US Army Corps of Engineers (2001). *Coastal Engineering Manual.*

Department of Environmental Protection, Palm Beach County Board of County Comissioners (1999). *South Lake Worth Inlet Management Study Summary of Findings Report and Recommended Implementation Plan.* Florida. http://bcs.dep.state.fl.us/bchmngmt/slkworth.pdf. 02/12/07

Benedt L., Finkl C.W. *Using Geographic/Marine Information System (GIS/MIS) Frameworks to Determine Spatial Variability of Beach Sediments and Nearshore Geomorphology in Subtropical Southeast Florida*. Página 3. http://www.coastalplanning.net/coastal_geology/Papers/Lbenedet.pdf.. 05/12/07.

R.R, Minkin (1965) *Winds, Waves and Maritime Structures, Studies in Harbor Making and on the Protection of* Coasts. Griffin, London.

PROJECTO DE TRANSPOSIÇÃO ARTIFICIAL DA EMBOCADURA DE 'MASONBORO'

Localização e Datas

Localizado próximo de 'Wilmington'. Carolina do Norte (EUA) no Oceano Atlântico. As primeiras dragagens datam de 1959.

Dados Estatísticos, Características Técnicas e Custos

O transporte litoral está avaliado em 220000 metros cúbicos anuais para sul. O quebramar norte foi construído em 1965 e possui um descarregador em betão (305m de comprimento) integrado. A bacia de deposição adjacente (interior) possui 283000 metros cúbicos de capacidade. Inicialmente não foi previsto um quebramar sul, pelo que o também existente transporte de sul para norte provocou o assoreamento do interior da embocadura e forçou o canal de navegação a dirigir-se para norte, invadindo o espaço destinado à bacia de deposição. Entre 1979 e 1981, ao mesmo tempo se construiu o quebramar sul,

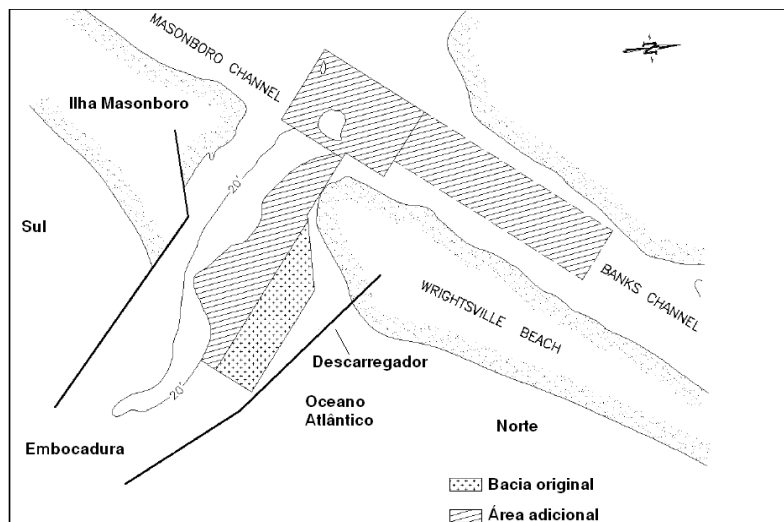



Figura A1.11 – Embocadura de 'Masonboro' (CEM - 2003)

dragagens estabilizaram a batimetria da embocadura e terminaram com a necessidade de separação entre o canal de navegação e a bacia de deposição, centrando o canal.

Actualmente a bacia de deposição foi estendida e é dragada periodicamente a cada 4 anos, contratando uma draga com um sistema flutuante. O material dragado (à volta de 920000 m^3 por evento) é transferido tanto para norte como sul, dependendo das condições das praias. Os custos rondam os 3,61 dólares (EUA) por metro cúbico – CEM (2003).

Fontes

US Army Corps of Engineers (2001). *Coastal Engineering Manual.*

E. Robert Thieler, Paul T. Gayes, William C. Schwab, M. Scott Harris (1999). *Tracing Sediment Dispersal on Nourished Beaches: Two Case Studies, Reprinted from Coastal Sediments'99, New York, ASCE* . Página 3. http://www.fws.gov/nc-es/ecoconf/thieler%20paper.pdf. 05/12/07.

PROJECTO DE TRANSPOSIÇÃO ARTIFICIAL DA EMBOCADURA DAS 'CHANNEL ISLANDS, CALIFORNIA'

Localização e Datas

Califórnia (EUA), cerca de uma milha a noroeste de 'Port Hueneme'. Porto foi construído em 1960.

Dados Estatísticos, Características Técnicas e Custos

De modo a mitigar os problemas com o assoreamento relacionado com a deriva litoral o projecto consistiu em dois esporões e um quebramar destacado de 700m de comprimento, construído em águas com 9m de profundidade. O quebramar destacado tem o efeito de uma 'armadilha', provocando a acumulação propositada de sedimento para ser posteriormente transferida hidraulicamente por tubagem para as praias a sotamar (principalmente a sul do Porto Hueneme). A deriva litoral está estimada em cerca de 990000 m^3/ano e as dragagens são feitas periodicamente de 2 em 2 anos. Os custos rondam os 2,88 dólares (EUA) por metro cúbico – CEM (2003).

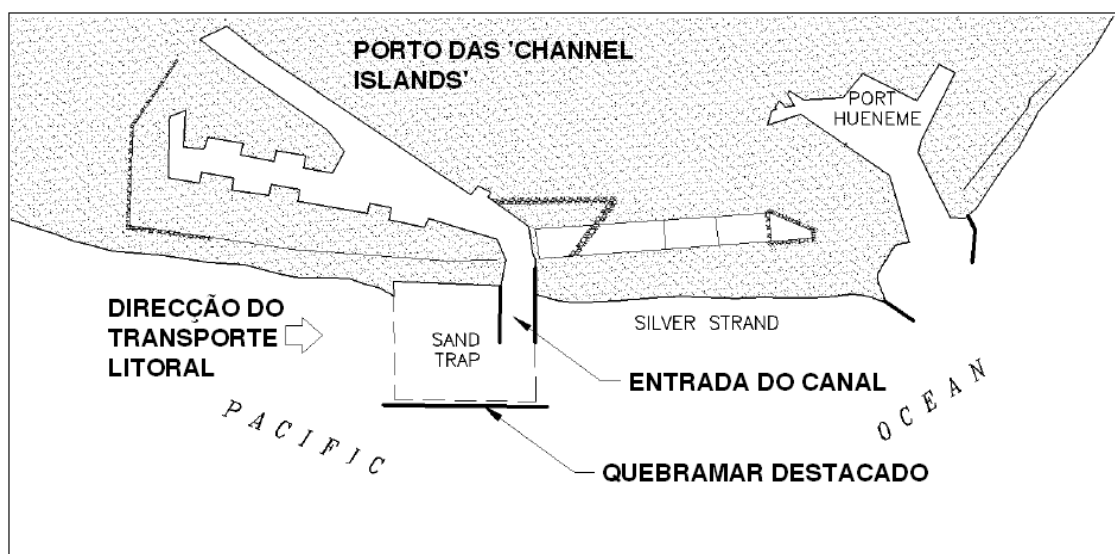



Figura A1.12 – Porto das 'Channel Islands' (CEM - 2003)

Fontes

US Army Corps of Engineers (2003). *Coastal Engineering Manual*

PROJECTO DE TRANSPOSIÇÃO DO PORTO DE 'CANAVERAL'

Localização e Datas

Localizado a sul do 'Kennedy Space Center' em 'Cape Canaveral', ao longo da costa este-central da Florida. A embocadura foi criada artificialmente em 1950 e estabilizada artificialmente por dois quebramares.

Dados Estatísticos, Características Técnicas e Custos

O transporte litoral (balanço de massas) está estimado em 152000 m^3/ano para sul. Devido ao assoreamento no interior da embocadura e no canal de navegação foram feitas melhorias noa quebramares e implementou-se um projecto periódico de transposição artificial. Antes disso os 150000 $m^3/anuais$ que se juntavam a 500000 m^3/ano de siltes e argilas eram anualmente removidos por dragas flutuantes (barcaças) e depositadas em águas profundas fora da costa ('offshore').

Actualmente, desde 1995 que a transferência de areias é feita regularmente, todos os 6 anos são transferidos cerca de 690000 m^3 por um sistema hidráulico com tubagens submersas temporárias ao longo de 3,2 km de costa imediatamente a sul da embocadura. Desde que o sistema de transposição foi posto em práctica a acumulação de areia no canal parou na sua maioria e a praia a sotamar começou a recuperar. Os custos rondam os 5,5 dólares (EUA) por metro cúbico – CEM (2003).

Fontes

US Army Corps of Engineers (2001). *Coastal Engineering Manual*

Olsen Associates Inc, Coastal Engineering (2003). *Canaveral Harbor Sand Bypassing Project*. 05/12/07.

PROJECTO DE TRANSPOSIÇÃO ARTIFICIAL DO PORTO DE 'OCEANSIDE'

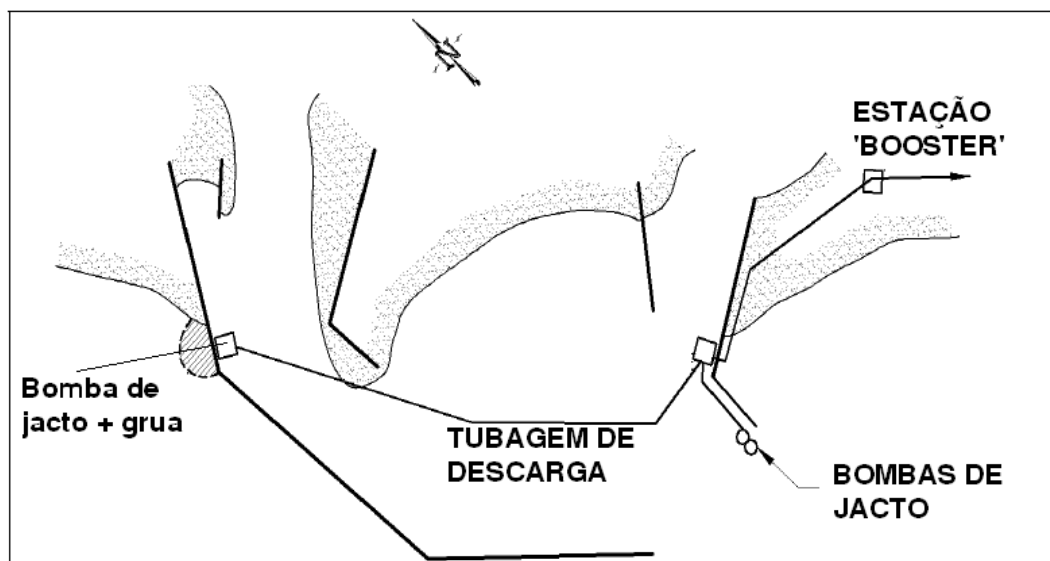



Figura A1.13 – Porto de 'Oceanside' (CEM – 2003)

Localização e Datas

Localizado na parte sul da costa da Califórnia, 35 milhas a norte de 'San Diego'.

Dados Estatísticos, Características Técnicas

O forte transporte litoral está avaliado em 920000 metros cúbicos (total) anuais e um balanço de massas na ordem dos 190000 m^3/ano para sul. Devido ao elevado transporte, o assoreamento da entrada do porto é recorrente, tal como a erosão das praias a sul. Os quebramares foram sendo progressivamente prolongados para manter o porto aberto, mas em resposta à pressão pública foi implementado um sistema de transposição artificial de sedimentos em 1982.

O sistema consiste em duas bombas de jacto fixas colocadas à entrada do porto (quebramar sul) que interceptam o transporte longitudinal que penetra no porto, e em uma bomba de jacto móvel instalada no quebramar norte e manobrada com uma grua, que captura o a areia acumulada junto ao quebramar norte antes de penetrar na embocadura. Durante os meses de Verão (Abril – Setembro) são operadas as duas bombas da entrada, durante os meses de Inverno (Outubro – Março) a bomba do quebramar norte é utilizada. O sistema é operado 5 dias por semana até 10h por dia por 4 operários. O computador monitoriza e regula todas as fases do sistema.

Problemas de Funcionamento

O sistema teve problemas relacionados com a acumulação de detritos e 'entupimento' das bombas de jacto da entrada. Ainda sim a produtividade manteve-se em cerca de 152000 m^3/ano para as bombas da entrada e 114000 m^3/ano para a bomba do quebramar norte.

Figura A1.14 – Detritos acumulados na cratera de aspiração de uma bomba de jacto (Gregory L. Williams, James E. Clausner – 1990)

Fontes

US Army Corps of Engineers (2003). *Coastal Engineering Manual*

Gregory L. Williams, James E. Clausner (1990). *Dredging Research Technical Note ,Fixed Sand Bypassing Plant – an Update.* US Army Engineer Waterways Experiment Station
http://el.erdc.usace.army.mil/dots/drptnote/drp3-03.pdf. 02/10/07

ANEXO 2

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DAS BOMBAS TOYO E TSURUMI

TECHNICAL CHARACTERISTICS

Toyo

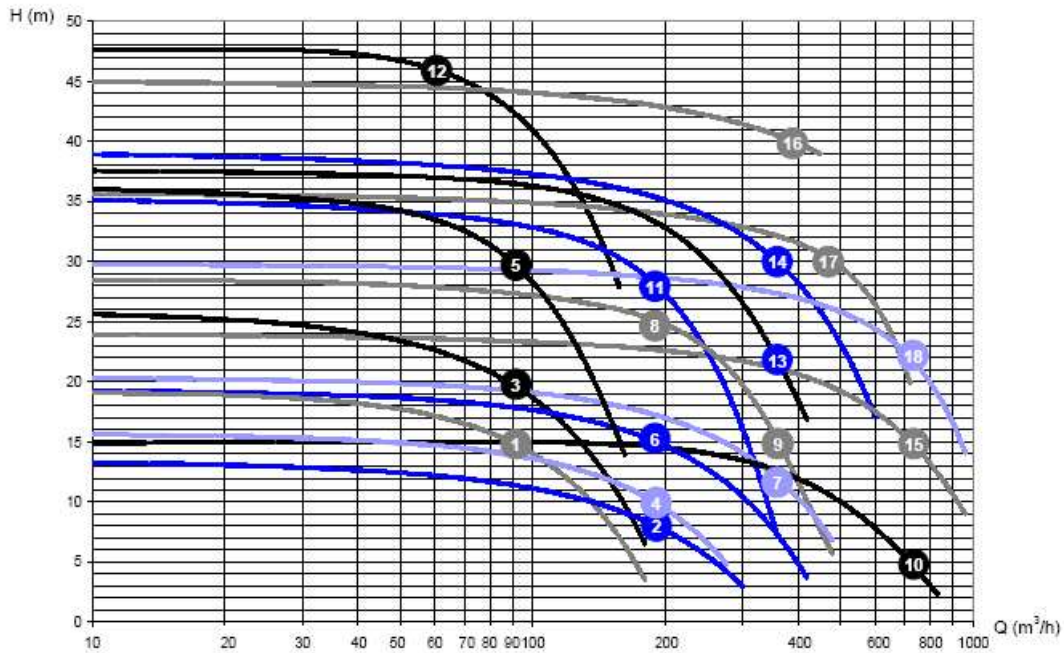
Performance curves

Nr	Type	Outlet (inch)	Outlet (mm)	Capacity (m^3/h)	Manom. head (m)	Particle size (mm)	Power (kW)	Revolution (1/min) 50Hz	Current (A) 400 V	Electr. cable	Weight (kg)
1	DP 15	4	100	90	15	35	11	960	24	4X10mm^2	490
2	DP 15B	6	150	192	8	60	11	960	24	4X10mm^2	530
3	DP 20	4	100	90	20	35	15	970	32	4X10mm^2	550
4	DP 20B	6	150	192	10	60	15	970	32	4X10mm^2	540
5	DP 30	4	100	90	30	35	22	975	46	4X16mm^2	750
6	DP 30B	6	150	192	15	60	22	975	46	4X16mm^2	730
7	DP 40B	8	200	360	12	40	30	970	58	4X35mm^2	750
8	DP 50	6	150	192	25	60	37	980	75	4X35mm^2	950
9	DP 50B	8	200	360	15	60	37	980	75	4X35mm^2	970
10	DP 50BL	10	250	720	5	100	37	980	75	4X35mm^2	1150
11	DP 50H	6	150	192	28	40	37	980	75	4X35mm^2	1050
12	DP S50S	4	100	60	46	15	37	1475	69	4x35mm^2	730
13	DP 75B	8	200	360	22	40	55	975	116	4X50mm^2	1120
14	DP 100B	8	200	360	30	60	75	740	150	4X50mm^2	2200
15	DP 100BL	10	250	720	15	100	75	740	150	4X50mm^2	2700
16	DP 150	8	200	390	40	120	110	590	215	4X95mm^2	3500
17	DP 150L	8	200	480	30	120	110	590	215	4X95mm^2	3500
18	DP 150B	10	250	720	22	120	110	590	215	4X95mm^2	3500

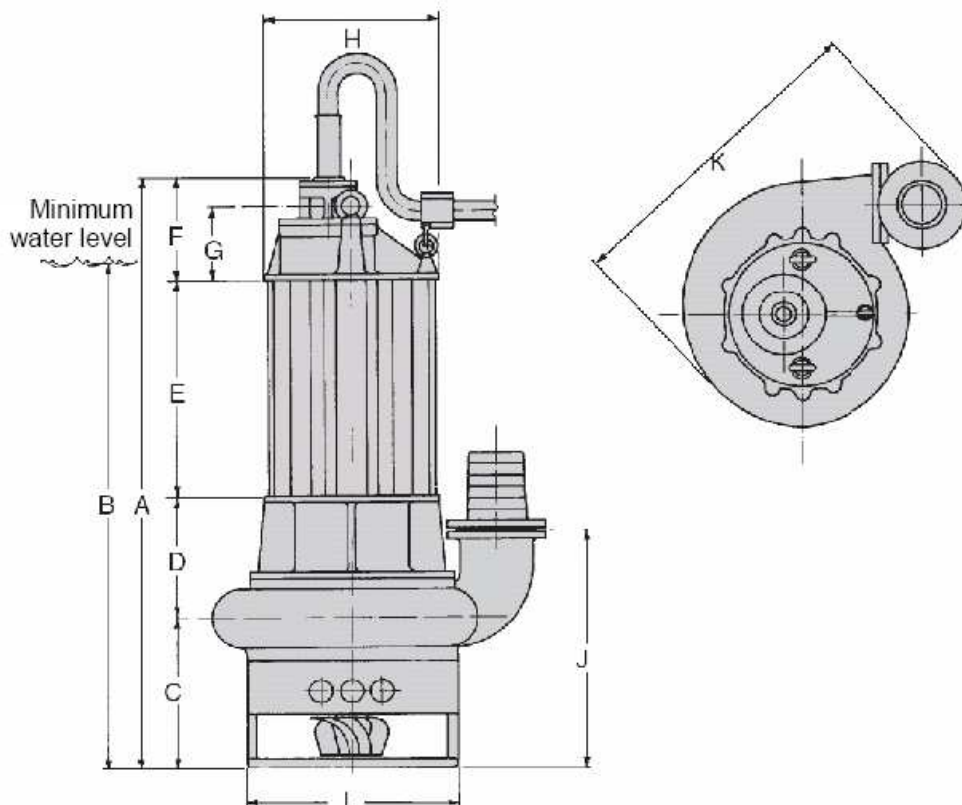
Figura A2.1 – Bombas Toyo

DIMENSIONS		A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
1	DP 15	1275	1100	350	260	425	240	155	380	445	500	750
2	DP 15B	1275	1100	330	280	425	240	155	380	445	560	841
3	DP 20	1310	1100	345	265	460	240	155	380	515	495	825
4	DP 20B	1310	1100	330	280	460	240	155	380	445	560	841
5	DP 30	1390	1200	365	280	480	265	195	415	635	515	910
6	DP 30B	1390	1200	350	295	480	265	195	415	510	580	955
7	DP 40B	1390	1200	350	295	480	265	195	415	510	600	1010
8	DP 50	1575	1350	405	325	570	275	195	460	560	635	1020
9	DP 50B	1575	1350	405	325	570	275	195	460	560	655	1065
10	DP 50BL	1650	1450	462.5	342.5	570	275	195	460	560	762.5	1350
11	DP 50H	1580	1350	420	315	570	275	195	460	660	650	1094
12	DP S50S	1420	1200	345	280	530	265	195	415	515	498	825
13	DP 75B	1670	1450	420	315	640	295	195	460	660	670	1145
14	DP 100B	1875	1650	445	415	680	335	160	600	760	695	1570
15	DP 100BL	2058	1850	540.5	502.5	680	335	160	600	820	840.5	1645
16	DP 150	2734	2300	640	634	920	540	-	640	1010	940	1610
17	DP 150L	2734	2300	640	634	920	540	-	640	1010	940	1610
18	DP 150B	2794	2400	670	664	920	540	-	640	1010	970	1695

Figura A2.2 – Bombas Toyo

Type		Model	Discharge bore mm	Motor Output kW	Poles	Impeller	level sensor	Motor protector (built-in)	Flow arrangement: Top discharge	Top discharge (side flow)	Side discharge (spiral type)	
General construction dewatering	Portable 1ph/230V 1ph/110V	LB	50	0,48 - 1,5	2	Semi-vortex/Semi-open	O	O	O			Page 4
		HS	50 - 80	0,48 - 0,75	2	Semi-vortex		O			O	Page 4
		LSC	25	0,48	2	Semi-vortex		O	O			Page 5
		HSD	50	0,55	2	Semi-vortex		O			O	Page 5
	General Purpose	KTV(E)	50 - 80	0,75 - 5,5	2	Semi-vortex	O KTVE	O		O		Page 6/7
		KTZ	50 - 150	1,5 - 11	2	Open type		O		O		Page 8
		KRS	100 - 250	3 - 22	4	Open type/Closed type		O	O KRS 1022	O		Page 9
	High Head	LH-W	50 - 80	3,0 - 11	2	Closed type		O	O			Page 14
		LH	100 - 200	15 - 45	2	Closed type		O	O			Page 15
Agitator	Slurry (bentonite)	KTV	50 - 80	2 - 3	2	Semi-vortex		O		O		Page 10
		KRS	80 - 150	4 - 9	4	Open type		O		O		Page 11
	Sand	GPN	80 - 100	5,5 - 11	4	Open type		O			O	Page 12
		NKZ	80 - 100	2,2 - 11	4	Open type		O			O	Page 13

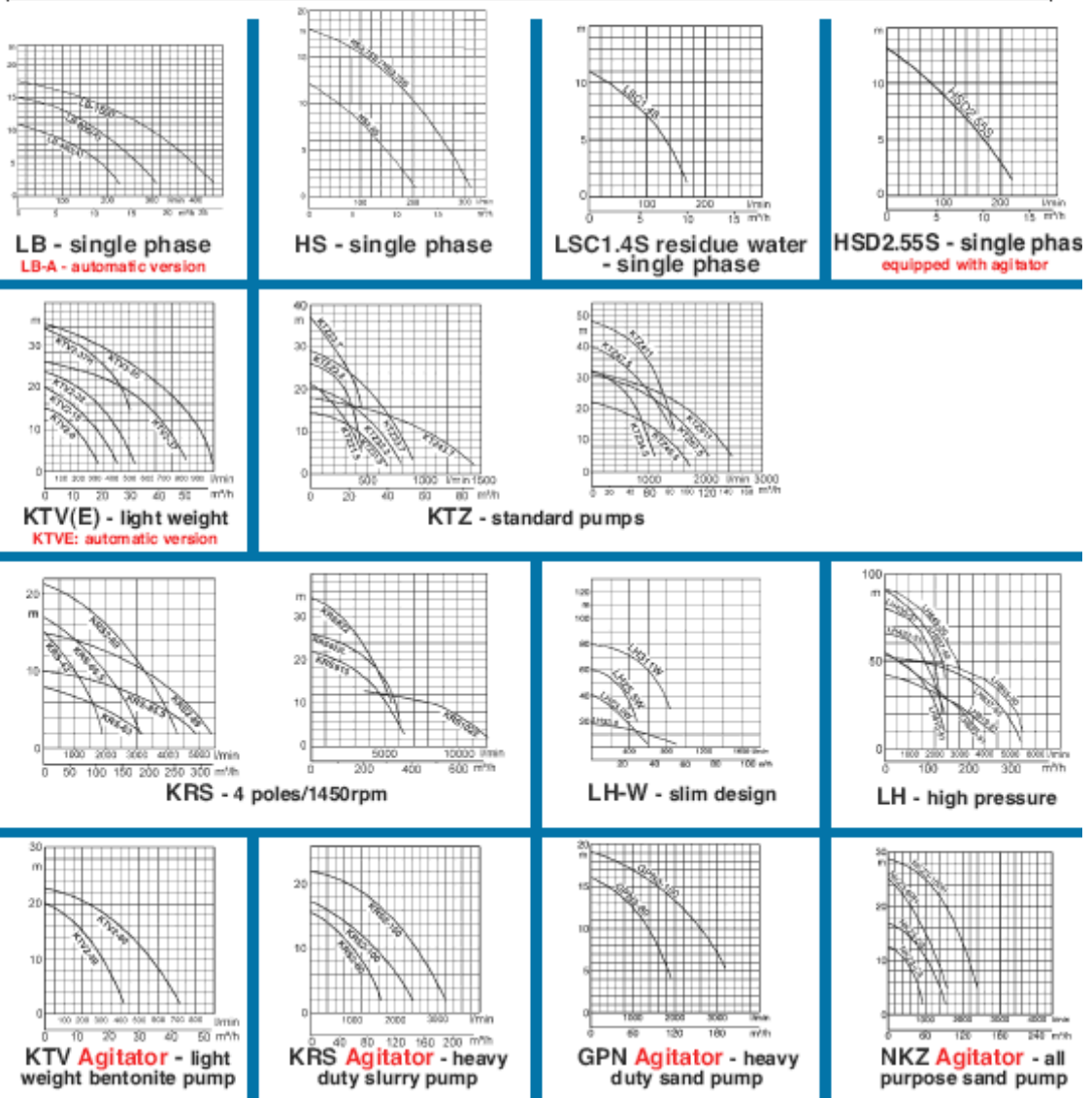



Figura A2.3 – Bombas Tsurumi

Standard Accessories:

- 1 Cable 20m
- 1 Hose coupling
- 1 Agitator

Specifications:

Model	Bore mm	Motor output kW	Rated current A	Head max. m	Capacity max. l/min	Dry weight kg	Max. solid handling mm	Max. water depth m
GPN3-80	80	5,5	12,05	16,0	1850	145	30	30
GPN3-100	100	11	21,8	19,0	3100	220	30	30

Dry weight of the pump without cable

Heavy Duty Sand Pump

A special-steel impeller and suction plate have greatly increased the pump's life. The casing is designed to have wide passing area, thorough thickness and anti-abrasion material.

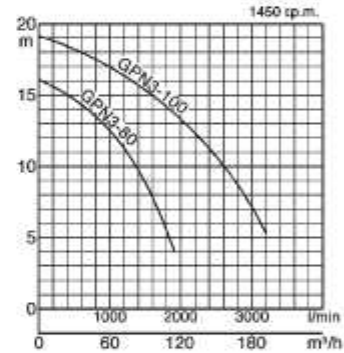
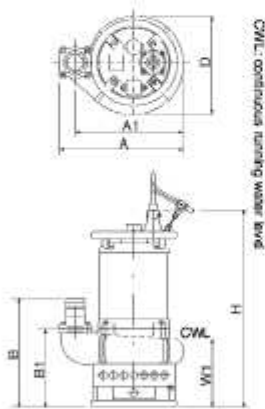
1450 r.p.m.

20 m, 15, 10, 5, 0

GPN3-100

GPN3-80

0, 1000, 2000, 3000 l/min

0, 60, 120, 180 m³/h

Dimensions: in mm

Model	A	A1	B	B1	D	H	W1
GPN3-80	487	426	429	307	390	777	270
GPN3-100	617	517	481	328	450	860	295

Discharge bore mm			80 | 100 GPN
Pumping Fluid	Type of Fluid		Sludge, Slurry, Liquids containing sandy mud
	Liquid Temperature		0 - 40°C
Pump	Components	Impeller	Open type
		Shaft Seal	Double mechanical seal
		Bearing	Shielded ball bearings
	Material	Suction Plate	Chromium iron casting
		Impeller	Chromium iron casting
		Casing	Grey iron casting
		Shaft Seal	Silicon carbide in oil bath
Motor	Type, Poles		Subm. induction motor, 4 poles
	Insulation		Insulation class E, B
	Phase / Voltage		3-phase / 400V / d.o.l.
	Motor Protector (built-in)		Circle thermal cut-out
	Lubrication		Turbine oil (ISO VG32)
	Material	Frame	Grey iron casting
		Shaft	Chromium-molybdenum steel (DIN 1.7220)
		Cable	Rubber, H07RN-F
Discharge Connection			Hose coupling

Figura A2.4 – Bombas Tsurumi

Standard Accessories:

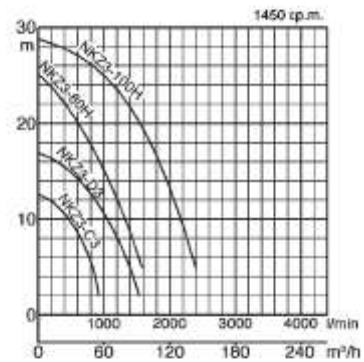
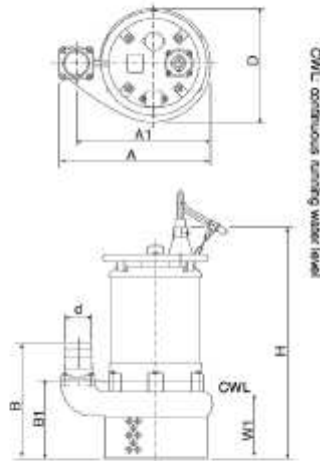
- 1 Cable 20m
- 1 Hose coupling
- 1 Agitator

Specifications:

Model	Bore mm	Motor output kW	Rated current A	Head max. m	Capacity max. l/min	Dry weight kg	Max. solid handling mm	Max. water depth m
NKZ3-C3	80	2,2	5,05	12,5	900	91	30	30
NKZ3-D3	80	3,7	7,92	17,0	1500	100	30	30
NKZ3-80H	80	5,5	12,05	25,0	1600	114	20	30
NKZ3-100H	100	11	21,8	29,0	2400	192	20	30

Dry weight of the pump without cable

All Purpose Sand Pump

All pumps in this series provide very smooth passage of sandy earth and slime. A forcibly cooled motor ensures long and continuous pump operations exposed to the air.

1450 r.p.m.
m
NKZ3-100H
NKZ3-80H
NKZ3-D3
NKZ3-C3
l/min
m³/h

Dimensions: in mm

Model	A	A1	B	B1	D	H	W1
NKZ3-C3	467	406	371	249	370	664	225
NKZ3-D3	467	406	371	249	370	664	225
NKZ3-80H	481	430	387	264	401	754	220
NKZ3-100H	547	486	422	284	414	841	240

Discharge bore mm			80 / 100 — NKZ
Pumping Fluid	Type of Fluid		Sludge, Slurry, Liquids containing sandy mud
	Liquid Temperature		0 - 40°C
Pump	Components	Impeller	Open type
		Shaft Seal	Double mechanical seal
		Bearing	Shielded ball bearings
	Material	Suction Plate	Grey iron casting / Chromium iron casting
		Impeller	Chromium iron casting
		Casing	Grey iron casting
		Shaft Seal	Silicon carbide in oil bath
Motor	Type, Poles		Subm. induction motor, 4 poles
	Insulation		Insulation class E, B
	Phase / Voltage		3-phase / 400V / d.o.l.
	Motor Protector (built-in)		Circle thermal cut-out
	Lubrication		Turbine oil (ISO VG32)
	Material	Frame	Grey iron casting
		Shaft	Stainless steel EN-X30Cr13
		Cable	Rubber, H07RN-F
Discharge Connection			Hose coupling

Figura A2.5 – Bombas Tsurumi